

II. B.
46.

1416/17

2^o 13



Konstruktion der Stütz- und Futtermauern.

Von

E. Häseler,

Professor an der technischen Hochschule zu Braunschweig.

Separatabdruck aus:

Handbuch der Ingenieurwissenschaften.

Erster Band:

Vorarbeiten, Erd- und Straßenbau, Tunnel- und Grundbau.

Zweite Abteilung.

Bearbeitet von

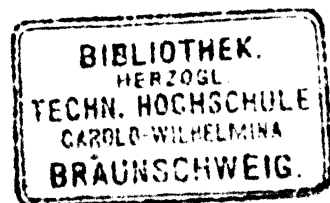
E. Häseler, F. Laissle, Gustav Meyer.

Herausgegeben von

Edmund Heusinger von Waldegg.

ZWEITE AUFLAGE.

Leipzig
Wilhelm Engelmann
1884.





V. Kapitel.

Konstruktion der Stütz- und Futtermauern.

Bearbeitet von

E. Häsel er,

Professor an der technischen Hochschule zu Braunschweig.

(Hierzu Tafel I bis V und 64 Holzschnitte.)

Abschnitt I.

Erddruck nach der Theorie vom Erdprisma des größten Druckes.

§ 1. Allgemeines. Zur Ermittlung der Größe des Erddruckes auf eine Stützwand hat man sich bisher zweier verschiedener Methoden bedient. Nach der einen nimmt man an, daß sich bei einem Nachgeben der Wand, von der gestützten Erdmasse ein Prisma löst, welches in der Trennungsfläche (der Gleitfläche) von einer Ebene begrenzt ist; nach der anderen stellt man für ein Erdelement im Innern der Erdmasse die Gleichgewichtsbedingungen auf und ermittelt aus diesen den Beitrag, welchen das gegebene Element zum gesuchten Erddruck liefert. Letzteren findet man dann durch Summierung aller der Einzeldrucke.

Die erste, unter dem Namen der „Theorie des Erdprismas vom größten Drucke“ bekannte Methode, wird jetzt fast allgemein in dem Falle angewandt, wenn die Stützwand und die Oberfläche des gestützten Erdkörpers normal zur Bildebene stehen. Sie hat den Vorteil großer Einfachheit selbst dann, wenn die Begrenzungslinie der Terrainfläche eine beliebig gebrochene oder gekrümmte ist und läßt die Voraussetzung zu, daß der Erddruck, wie es der Wirklichkeit am meisten entsprechen dürfte, stets unter dem Reibungswinkel auf die gedrückte Wandfläche wirkt. Dagegen trägt sie, wie Mohr in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, Jahrg. 1871, S. 344—346 nachgewiesen, in sich den prinzipiellen Widerspruch, daß sich die drei Kräfte, welche das Erdprisma vom größten Drucke im Gleichgewicht halten müssen, nämlich das Gewicht des Prismas, die Reaktion der Stützwand und der Druck in der Gleitfläche, im allgemeinen nicht in einem Punkte schneiden.

Dieser Widerspruch läßt sich aber beseitigen, wenn man die Gleitfläche nicht als eben, sondern als flach gekrümmt in der Weise annimmt, daß das Volumen des Prismas unverändert bleibt; hierdurch kommt man auch der Wirklichkeit näher, indem die Gleitfläche im allgemeinen keine Ebene ist.

Die zweite Methode anlangend, so ist dieselbe erst in neuerer Zeit begründet und zwar von Rankine, Scheffler, Winkler u. A. Man bezeichnet sie als „Theorie des

Parallele GK , so ist nach dem vorigen Paragraphen

$$G K = B L = z \quad \text{und} \quad \Delta A B G = \Delta A G K.$$

Legt man nun noch durch die Punkte H und K die Geraden HD und $KE \parallel AB$, so folgt:

$$\frac{BE}{BD} = \frac{AK}{AH} = \frac{GK}{BH - GK}, \quad \text{oder weil} \quad BH = GK + \frac{BG}{GC}$$

$$\frac{BE}{BD} = \frac{GK}{GK} \cdot \frac{BC}{GC} = \frac{GC}{BG} = \frac{CK}{HK} = \frac{CE}{ED}.$$

Aus letzteren Gleichungen ergibt sich direkt:

$$\frac{\begin{array}{l} GC \cdot ED = BG \cdot CE \\ GC \cdot BD = BG \cdot BE \end{array}}{GC(ED + BD) = BG(CE + BE)} \quad \text{oder} \quad \frac{GC}{BG} = \frac{BC}{BE} = \frac{BE}{BD}.$$

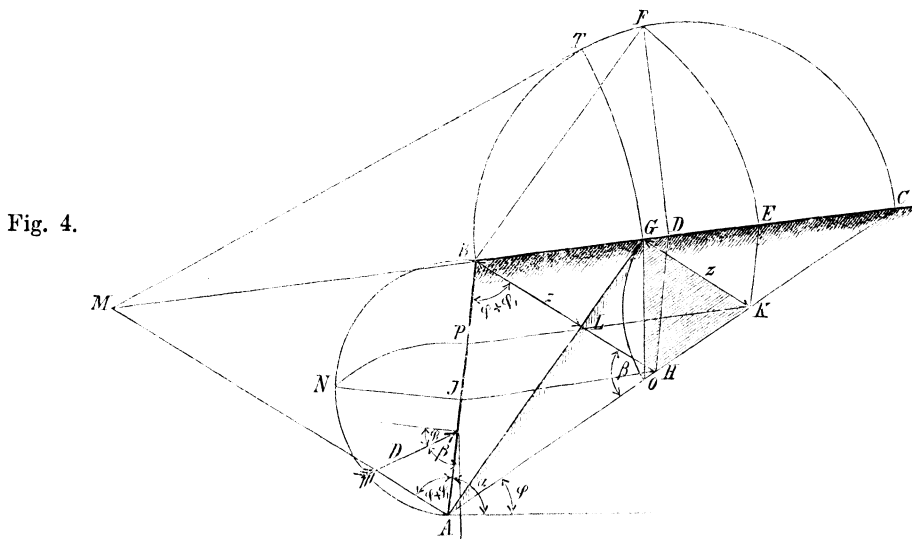


Fig. 4.

Die Gerade BE ist demnach die mittlere Proportionale zwischen BD und BC . Hiernach hat man, um die Bruchfuge festzulegen, folgende Konstruktionen:

Konstruktion 1. Man zieht AC unter dem natürlichen Böschungswinkel φ zur Horizontalen, konstruiert die Stellungslinie BH unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ zur Wandfläche AB und legt $HD \parallel AB$. Über BC als Durchmesser beschreibt man nun einen Halbkreis, errichtet in D die Ordinate DF und schlägt von B aus die Länge BF auf BC nieder, so daß $BE = BF$. Die Gerade BE ist dann die mittlere Proportionale zwischen BD und BC . Zieht man endlich $EK \parallel AB$ und $GK \parallel BH$, so bestimmt der Punkt G die Oberkante der Bruchfuge.

Der Erddruck auf die Wand AB würde im vorliegenden Falle durch die Gleichung bestimmt sein:

$$D = \frac{\gamma \sin^2 \beta}{3} \cdot G K^2 = \gamma \cdot \Delta G K O,$$

$$D = \frac{\gamma \sin \beta}{2} \cdot GK^2 = \gamma \cdot \Delta GK O,$$

worin $GK = KO$ ist.

Konstruktion 2. Wenn der Punkt C von B weit absteht, würde die vorstehende Konstruktion zu Unbequemlichkeiten führen. Man konstruiert in diesem Falle nach Festlegung der Stellungslinie BH , die Parallele HJ zur Oberfläche BC des Erdkörpers. Bestimmt man nun nach dem vorhin angegebenen Verfahren die mittlere Proportionale zwischen AJ und AB , zieht $PK \parallel BC$ und $KG \parallel BH$, so ist AG die gesuchte Bruchfuge.

Wenn die Oberfläche des Erdkörpers unter dem natürlichen Böschungswinkel verläuft, so fallen die Punkte C und G in die Unendlichkeit und verläuft die Bruchfuge demgemäß parallel zur Terrainlinie BC .

Der entsprechende Erddruck hat die Größe

$$D = \frac{\gamma \sin \beta}{2} \cdot BH^2, \text{ oder wenn man } \varphi_1 = \varphi \text{ setzt:}$$

$$D = \frac{\gamma \sin(\alpha + \varphi)}{2} BH^2.$$

Führt man in letztere Gleichung die Höhe h der Wand AB ein, so nimmt sie die Form an:

$$D = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \varphi)} \dots \dots \dots 4.$$

Bei vertikal stehender Wand hat hiernach D den Wert, da alsdann $\alpha = 90^\circ$:

$$D = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \cos \varphi \dots \dots \dots 5.$$

Konstruktion 3. Trägt man im Fußpunkte der Wandfläche AB Fig. 4 die Gerade AM unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ an und verlängert die Terrainlinie BC bis zum Schnitt mit dieser Geraden, so verhält sich

$$\frac{MB}{MG} = \frac{AH}{AK} = \frac{BD}{BE}.$$

Da nun $\frac{BD}{BE} = \frac{BE}{BC} = \frac{AK}{AC} = \frac{MG}{MC}$, so folgt $\frac{MB}{MG} = \frac{MG}{MC}$.

Die Linie MG ist mithin die mittlere Proportionale zwischen MB und MC . Letztere ist gleich der Länge der Tangente MT , welche man von M aus an den über BC beschriebenen Halbkreis ziehen kann, also $MT = MG$. Man braucht daher diese Tangente nur um M auf MC niederzuschlagen, um die Oberkante G der Bruchfuge festzulegen.

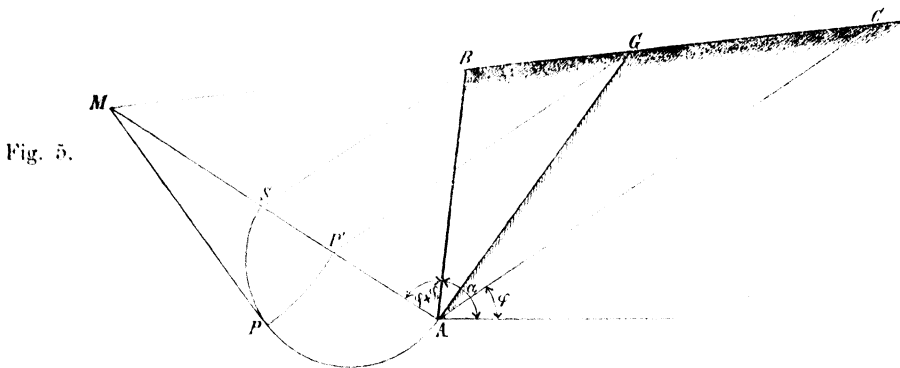


Fig. 5.

Konstruktion 4. Im Falle der Punkt C über die Bildebene hinaus fällt, ist das vorstehende Verfahren nicht mehr anwendbar. Man zieht alsdann BS (Fig. 5) parallel zur natürlichen Böschung AC , beschreibt über AS als Durchmesser einen Halbkreis und legt an diesen von M aus die Tangente MP . Letztere klappt man um M auf AM nieder, sodafs $MP = MP'$, zieht aus P' die Parallele $P'G$ zu AC und hat nun in G die gesuchte Oberkante der Bruchfuge.

Die im Vorstehenden unter 1. bis 4. besprochenen Konstruktionen zur Bestimmung der Bruchfuge sind auf Tafel I, Fig. 1 und 2 an einigen Beispielen speciell durchgeführt.

2. Die Wand ist eben, die Terrainfläche dagegen nach einer beliebigen Kurve gekrümmt. Man teilt die Wandfläche AB (Fig. 3 auf Taf. I) in eine gewisse Anzahl gleicher Teile $AL = LM = MB$ und bestimmt für jeden derselben den Erddruck, indem man die Differenz der Drücke bildet, welche auf die Wandfläche von B bis zur Unter- bzw. Oberkante des betreffenden Wandteiles wirken. So ergibt sich z. B. für den Streifen AL der Erddruck, wenn man vom Drucke D , der auf der ganzen Wandfläche lastet, den für das Wandstück BL in Frage kommenden abzieht.

Den auf die Wand AB wirkenden Erddruck findet man im vorliegenden Falle, indem man zunächst die Gerade AC unter dem natürlichen Böschungswinkel φ zur Horizontalen und die Stellungslinie BH unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ zur Wandfläche zieht. Hierauf legt man im Profile ABC des Erdkörpers eine Gerade AG so fest, daß die von G zur Stellungslinie gezogene Parallele GK ein Dreieck AGK bestimmt, welches flächengleich mit der Figur ABG ist. Die Gerade AG entspricht alsdann der Bruchfuge. Trägt man nun GK von K aus auf AC ab, so daß $GK = KO$, so folgt für den Erddruck auf die Wand AB : $D = \gamma \cdot \Delta GKO$.

In ähnlicher Weise hat man für den Erddruck auf den Wandteil BL :

$$D_1 = \gamma \cdot \Delta FRS$$

und mithin für den auf den Wandstreifen AL kommenden Druck

$$\Delta D = \gamma (\Delta GKO - \Delta FRS) = \gamma \cdot GOVU.$$

Letzteres Trapez verwandelt man in ein flächengleiches Rechteck der Höhe Δh des Streifens AL und trägt die sich ergebende Breite in L und A horizontal an die Wand AB an. Das sich ergebende Parallelogramm $ALPW$ mißt den gesuchten Druck ΔD .

Konstruiert man auch für die übrigen Wandstreifen, ML , BM , die den Erddruck messenden Parallelogramme und verbindet die Mitten der Seiten, welche der Wandfläche gegenüber liegen, durch einen stetigen Linienzug, so ist damit die Druckfläche für die Wand AB angenähert gefunden. Je kleiner man die Höhe der einzelnen Streifen nimmt, um so mehr stimmt die angenäherte Druckfläche mit der wirklichen überein.

§ 5. Erddruck bei ebener Stützwand und gebrochener Terrainfläche. Wir unterscheiden hier zwei Fälle.

1. Die Terrainlinie verläuft in ihrem vorderen Teile BC (Fig. 6, Taf. I) unter dem natürlichen Böschungswinkel φ , im hinteren Teile CD dagegen unter einem kleineren Winkel als φ zur Horizontalen.

Zur Bestimmung des Erddruckes auf die Wandfläche AB zieht man zunächst die Böschungslinie AD und die Abgleichungslinie AE , welche die Bedingung erfüllt, daß $\Delta ABC = \Delta AEC$ ist. Der vierseitige Erdkörper $ABCD$ ist hierdurch auf den dreiseitigen AED zurückgeführt und kann die Bruchfuge nunmehr nach einer der in § 3 gegebenen Konstruktionen festgelegt werden. Wählen wir die unter 3. in dem genannten Paragraphen mitgeteilte, so haben wir in A die Stellungslinie AM' unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ zur Wandfläche anzutragen, die Terrainlinie CD bis zum Schnitte mit dieser zu verlängern, über ED als Durchmesser einen Halbkreis zu beschreiben und an denselben vom Schnittpunkte M aus die Tangente MT zu ziehen. Schlagen wir nun letztere um M als Drehpunkt auf MD nieder, so daß $MT = MG$, so haben wir in AG die gesuchte Bruchfuge.

Den zugehörigen Erddruck findet man dem Früheren zufolge, indem man entweder das Dreieck GKO konstruiert, in welchem $GK \parallel AM$ und $GK = KO$, mithin $D = \gamma \cdot \Delta GKO$, oder die Geraden $GH \parallel EA$ und $HF \parallel AM$ zieht und nun ein Dreieck

bildet, welches HF zur Grundlinie und das Lot l von E auf die Böschungslinie AD zur Höhe hat. Es ist dann $D = \gamma \cdot \frac{HF \cdot l}{2}$.

Wenn der Schnittpunkt M der Stellungs- und Terrainlinie CD zu weit abfällt, so führt man die Konstruktion zur Ermittlung der Bruchfuge zweckmäßig unter Zugrundelegung eines bestimmten Teiles der Abgleichungslinie AE aus. In Fig. 8 auf Taf. I ist z. B. die Hälfte von AE angenommen und in der Geraden $F'J$ eine Bruchfuge konstruiert, welche zu der gesuchten parallel liegt.

Als Profil für das Prisma vom größten Drucke ergibt sich im vorliegenden Falle bei variabler Wandhöhe immer ein Viereck und als Druckfläche für die Stützwand eine krummlinig begrenzte Figur. Dieselbe wird nach den in § 4 unter 2. angegebenen Regeln gefunden.

2. Die Terrainlinie verläuft vom Knickpunkte ab nach beiden Seiten unter Winkeln zur Horizontalen, die kleiner als der natürliche Böschungswinkel φ sind.

Die Druckfläche setzt sich unter der gemachten Voraussetzung aus einem Dreieck BFG (Fig. 4 auf Taf. I) und einer, an der einen Seite durch eine Kurve GH begrenzten Figur $FGHA$ zusammen. Die Höhe des Dreiecks bestimmt der Punkt F der Wandfläche, für welchen die Bruchfuge durch den Knickpunkt C der Terrainlinie geht. Letztere wird gefunden, indem man für einen beliebigen Wandteil BE und eine in Richtung von BC verlaufende Terrainlinie die Bruchfuge EJ ermittelt und nun durch C eine Parallele CF zu EJ zieht.

In Bezug auf die Bestimmung des Erddruckes auf die Wand AB oder auf einen gewissen Teil derselben gelten die bekannten Regeln. Es soll hier nur darauf hingewiesen werden, daß die bei der Konstruktion der Druckfläche in Frage kommenden Bruchfugen für den Wandteil BF parallel zu CF liegen, für den darunter liegenden dagegen geneigt zu einander verlaufen und daß sie von dem Erdkörper $ABCD$ vierseitige Prismen vom größten Drucke abschneiden.

§ 6. Druck eines belasteten Erdkörpers. Grenzt eine Stützwand einen Straßens- oder Eisenbahndamm ab, so kommt außer dem Drucke, welchen der Erdkörper an und für sich ausübt, noch derjenige infolge der fremden Belastung in Frage. Letzteren berücksichtigt man ausreichend, indem man die Krone des Dammes als mit einer Erdschicht von der Beschaffenheit des Dammmaterials in solcher Höhe überschüttet annimmt, daß ihr Druck pro qm dem der fremden Last gleichkommt.

Bei Straßendämmen genügt es, für die fremde Last ca. 400 kg pro qm der Fahrbahn und Fußwege anzunehmen; dagegen hat man dieselbe bei Eisenbahndämmen in jedem Falle besonders zu ermitteln, indem hier die Spurweite, das gewählte Oberbausystem, die Achsbelastung und der Achsstand der Fahrzeuge von wesentlichem Einflusse sind. Für Hauptbahnen, auf welchen Lokomotiven von 66 Tonnen Gewicht und 14 m Länge verkehren, hat man z. B. pro lauf. Meter des Gleises $\frac{66000}{14} = 4710$ kg (abger.) zu rechnen und daher, wenn angenommen wird, daß sich diese Last auf eine Breite von je 1,5 m zu jeder Seite der Gleisachse auf das Planum verteilt, $\frac{4710}{3} = 1570$ kg pro qm des letzteren 3 m breiten Streifens.

Beträgt nun das Gewicht von 1 cbm Erde 1600 kg, so folgt für die Höhe der Erdschicht, welche im vorliegenden Falle der fremden Last entspricht,

$$y = \frac{400}{1600} = 0,25 \text{ m bei Straßens- und}$$

$$y = \frac{1570}{1600} = 1,00 \text{ m (abger.) bei Eisenbahnen.}$$

Das Profil der im Vorstehenden berechneten Überschüttung ist seitwärts durch Vertikallinien begrenzt und muß daher auch der, für das Erdprisma vom größten Drucke in Frage kommende Teil desselben durch eine Vertikale abgetrennt werden. Man kann indessen gegebenen Falls auch von dieser Art der Teilung absehen und die Überschüttung mit dem darunter liegenden Erdkörper als eins betrachten, da ja das ganze Verfahren zur Ermittlung der Überschüttungshöhe auf Voraussetzungen beruht, die nur angenähert mit der Wirklichkeit übereinstimmen.

Auf Taf. I, Fig. 5 sind die bezüglichen Konstruktionen an einem, mit einer 1 m hohen Erdschicht belasteten Erdkörper gezeigt, der seitlich durch eine 5 m hohe Wand AB und in der Oberfläche durch eine Ebene BC begrenzt ist. Die Böschungslinie AC wurde unter dem Winkel $\varphi = 33^\circ$ zur Horizontalen gezogen und erstere sowie die Wand bis D bzw. E in die Oberfläche der Überschüttung verlängert. Nunmehr wurden vom Erdkörper AED die Bruchfuge AG , der Druck D auf die Wand und die zugehörige Druckfläche konstruiert. Als Wanddruck ergab sich bei einem Gewichte der Erde von 1800 kg pro cbm:

$$D = \gamma \cdot AB \cdot LJ = 1800 \cdot 5 \cdot \frac{(0,24 + 1,6)}{2} = 7200 \text{ kg pro m.}$$

Das strengere Verfahren ist auf Taf. I, Fig. 7 an einem Eisenbahndamme, der seitlich durch eine Stützmauer eingefasst wird, des Näheren auseinander gesetzt.

Die Terrainlinie BCD wurde im Teile BC als parallel zur natürlichen Böschung und im Teile CD als horizontal angenommen. Ferner wurde gesetzt: $\gamma = 1600 \text{ kg}$ $\varphi = \varphi_1 = 35^\circ$ und die der fremden Belastung entsprechende Überschüttungshöhe $y = 1,0 \text{ m}$. Um die Bruchfuge zu finden, wurde nun wie folgt verfahren:

Zuerst wurde die Böschungslinie AD unter 35° zur Horizontalen und darauf die Abgleichungslinie AE gezogen, welche die Bedingung erfüllt, daß $\triangle ABC = AEC$ ist. Es wurde nun das Dreieck AEQ , welches dem Viereck $AB C Q$ an Fläche gleich ist und mit dem Eckpunkte Q an den Fußpunkt der Belastungsschicht grenzt, in ein flächengleiches Dreieck AFQ verwandelt, dessen Spitze F in der Höhe $2y$ über der Terrainlinie CD liegt. Diese Verwandlung geschah, um den durch eine beliebige Trennungsebene abgeschnittenen Erdkörper $AB C P'$ nebst Belastungsschicht $QNO P'$ in einfacher Weise durch ein flächengleiches Dreieck $AF P'$ ersetzen zu können.

Zieht man nun $I' G' \parallel FA$ und $H' G'$ parallel zur Stellungslinie AM , so entsprechen die drei Seiten des Dreiecks $A G' I'$ den drei Kräften, welche das abgeschnittene Erdprisma nebst Belastung im Gleichgewichte halten müssen und zwar hat man dem Früheren zufolge:

$$\frac{D}{G} = \frac{H' G'}{A G'}, \quad \text{mithin} \quad D = \frac{H' G'}{A G'} \cdot G.$$

Nun ist $\triangle A F P' = A G' F = \frac{A G' \cdot l}{2}$, wenn man mit l das Lot von F auf die Böschungslinie AD bezeichnet. Für G kann man daher setzen:

$$G = \gamma \cdot \frac{A G' \cdot l}{2} \quad \text{und für} \quad D = \gamma \cdot \frac{H' G' \cdot l}{2}.$$

Hiermit ist die vorliegende Aufgabe auf den in § 5 unter 1. behandelten Fall zurückgeführt.

Letzteren Auseinandersetzungen entsprechend wurde die Bruchfuge AP ermittelt, indem man über LD als Durchmesser einen Halbkreis beschrieb, die Stellungslinie $LR \parallel AM$ zog und im übrigen nach den in den Paragraphen 2 und 3 gegebenen Regeln verfuhr. Es ergab sich

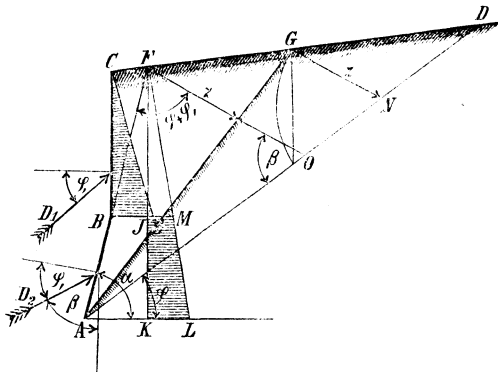
$$D = \gamma \cdot \frac{HG \cdot l}{2} = 1600 \cdot \frac{2,45 \cdot 8,34}{2} = 16346 \text{ kg pro m.}$$

Der auf der Mauerkrone ruhende Erdkörper JKB ist ganz zur Mauer zu rechnen, indem sein Gewicht und der auf die Seite BK wirkende Erddruck direkt auf die Mauer übertragen werden. Als gedrückte Wandfläche wurde daher die Fläche AB und nicht die hintere Wand AK der Stützmauer in die Konstruktion eingeführt.

§ 7. Erddruck auf unterschrittene und gekrümmte Stützwände.

1. Die Stützwand ist unterschritten. Der Erdkörper werde in seiner Oberfläche durch die Ebene CD (Fig. 7) und seitlich durch die Wand ABC begrenzt, welche in ihrem oberen Teile BC lotrecht und in ihrem unteren AB unter dem Winkel α zur Horizontalen verläuft.

Fig. 7.



Den auf die Wand CB wirkenden Erddruck D_1 und das zugehörige Druckdreieck BCE findet man nach den in den Paragraphen 2, 3 u. 4 gegebenen Regeln. Annäherungsweise kann man dasselbe Verfahren auch auf den Wandteil AB anwenden, indem man sich denselben bis zur Terrainlinie verlängert denkt und nun von dem auf AF lastenden Drucke den auf BF kommenden abzieht. Für den ersteren Druck ergibt sich das Druckdreieck FKL und für den letzteren das ΔFJM , so daß als Druckfläche für den Wandteil AB das Trapez $JMLK$ übrig bleibt.

Dieses Verfahren ist aber nur dann zulässig, wenn das dabei vernachlässigte Erdprisma BCF im Vergleiche zu dem Prisma vom größten Drucke AFG nicht von Belang ist und die Druckrichtungen für den oberen und unteren Wandteil nur wenig von einander abweichen. Anderenfalls muß man genauer verfahren und den für AB in Frage kommenden Wanddruck D_2 nach Fig. 9 auf Taf. I ermitteln, welche Methode in Folgendem besteht:

Man konstruiert die Böschungslinie AD und zieht AE so, daß $\Delta CJE = \Delta AJB$. Von dem Erdprisma AED bestimmt man nun unter Zugrundelegung einer Stellungslinie AM , welche mit der Wand AB den Winkel $\varphi + \varphi_1$ einschließt, die Bruchfuge AG . Auf das von letzterer abgeschnittene Prisma vom größten Drucke AEF wirken vier Kräfte, welche dasselbe im Gleichgewichte halten müssen, nämlich die Wanddrücke D_1 und D_2 , die Reaktion R der Bruchfuge und das Eigengewicht G des Prismas. Dieselben sind in dem Kräftepolygone Fig. 9^a auf Taf. I zusammengetragen und bildet hier G mit R den Winkel $\eta - \varphi = \angle GAD$ und mit D_1 bzw. D_2 die Winkel β_1 bzw. β_2 , welche diese Drücke mit der Vertikalen einschließen.

Legt man jetzt $GH \parallel AE$, $KH \parallel BN$, $FK \parallel MA$ und wählt die Längen KH und FK so, daß das Polygon $AHKF$ ähnlich dem Kräftepolygone ist, so folgt:

$$\frac{D_1}{G} = \frac{KH}{AH}; \quad \frac{D_2}{G} = \frac{FK}{AH}, \quad \text{oder weil} \quad G = \gamma \cdot \frac{AH \cdot l}{2},$$

worin l das Lot von E auf die Böschungslinie AD bezeichnet,

$$D_1 = \gamma \cdot \frac{KH \cdot l}{2}; \quad D_2 = \gamma \cdot \frac{FK \cdot l}{2}.$$

Für die dem Wanddrucke D_1 entsprechende Gerade KH hat man noch, wenn man D_1 durch das Druckdreieck CBO ausdrückt:

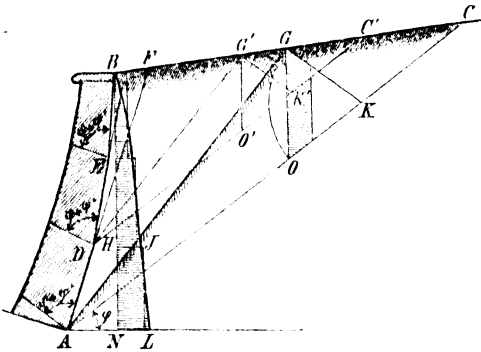
$$\gamma \cdot \frac{BO \cdot h_1}{2} = \gamma \cdot \frac{KH \cdot l}{2}, \quad \text{mithin} \quad KH = \frac{h_1}{l} \cdot BO.$$

Nachdem in dieser Weise die Polygonseite KH in Länge und Richtung bestimmt, ist auch die Seite FK und hiermit der Wanddruck D_2 gegeben.

Die Druckfläche für den Wandteil AB findet man auf Grund des vorstehenden Verfahrens nach § 4.

2. Die Stützwand ist gekrümmt. Dieser Fall wird auf den vorigen dadurch zurückgeführt, daß man die gekrümmte Wandfläche durch eine polygonale ersetzt, welche sich derselben möglichst eng anschließt. Je nachdem nun die Krümmung eine sanfte oder starke ist, hat man zur Ermittlung des Druckes auf die einzelnen Polygonseiten das bei der untersehnittenen Stützwand erörterte Annäherungs- oder strengere Verfahren anzuwenden. Das erstere ist in Fig. 8 an der Polygonseite AD der gekrümmten Stützwand $ADEB$ näher gezeigt.

Fig. 8.



Zur Bestimmung des auf AD lastenden Erddruckes wurde diese Seite bis zur Terrainlinie verlängert und darauf der Erddruck für AF aus dem Prisma AFC und derjenige für FD aus dem Prisma DFC' in bekannter Weise ermittelt. Es ergab sich

$$D_3 = \gamma (\Delta GKO - \Delta G'K'O')$$

für die Länge Eins, normal zur Bildebene gemessen.

Wesentlich umständlicher gestaltet sich die genauere Methode. Dieselbe ist an der bogenförmigen Stützwand $ALJB$ Fig. 10 auf Taf. I unter folgenden Annahmen erläutert: Neigung der Terrainlinie $1:\infty$; natürlicher Böschungswinkel $\varphi = 40^\circ$; Reibungswinkel an der Wand $\varphi_1 = \varphi$; Gewicht von 1 cbm Erde $\gamma = 1800$ kg.

Für den Wanddruck D_1 auf BJ ergibt sich:

$$D_1 = \gamma \cdot \frac{d_1 \cdot h_1}{2} = 1800 \cdot \frac{0,8 \cdot 3,84}{2} = 2765 \text{ kg pro m.}$$

Weiter hat man für den Druck D_2 auf JL : LE_2 Abgleichungslinie; LG_2 Bruchfuge; $G_2H \parallel LE_2$; $KH \parallel JM_1$; $KH = \frac{h_1}{l_2} d_1$; $FK \parallel LM_2$

$$D_2 = \gamma \cdot \frac{FK \cdot l_2}{2} = 1800 \cdot \frac{1,02 \cdot 4,8}{2} = 4406 \text{ kg pro m.}$$

Endlich liefern die ausgeführten Konstruktionen für den Druck D_3 auf AL :

AE_3 Abgleichungslinie; AG_3 Bruchfuge; $G_3P \parallel AE_3$; $QP \parallel JM_1$;

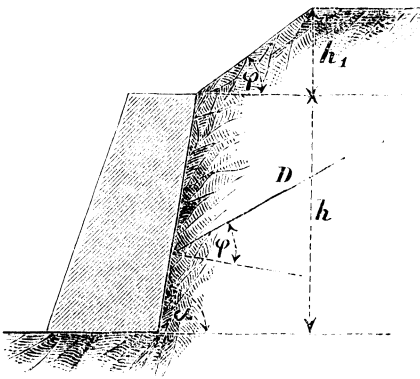
$QP = \frac{h_1}{l_3} d_1$; $RQ \parallel LM_2$; $RQ = \frac{l_2}{l_3} FK$; $SR \parallel AM_3$

$$D_3 = \gamma \cdot \frac{SR \cdot l_3}{2} = 1800 \cdot \frac{0,96 \cdot 6,5}{2} = 5616 \text{ kg pro m.}$$

Die Angriffspunkte von D_1 , D_2 , D_3 liegen mit den Schwerpunkten der zugehörigen Druckflächen, wie in § 10 nachgewiesen wird, auf gleicher Höhe.

§ 8. Formeln für den Erddruck. Wenngleich das graphische Verfahren zur Ermittlung des Erddruckes im allgemeinen rascher zum Ziele führt als das analytische, so ist es doch oft von Wichtigkeit, Formeln für jenen Druck zur Verfügung zu haben. Es sollen daher für einige, in der Praxis häufiger vorkommende Fälle die Gleichungen für den Erddruck hier mitgeteilt werden.

Fig. 9.



Bezeichnet Fig. 9:

- h die vertikale Höhe der Stützwand, in Meter;
 h_1 die vertikale Höhe der etwa vorhandenen, unter dem natürlichen Böschungswinkel ansteigend gedachten Überschüttung, in Meter;
 φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde;
 γ das Gewicht von 1 cbm Erde, in kg;
 α den Neigungswinkel der Stützwand gegen den Horizont;
 D den Erddruck auf die Wand pro 1 m der Länge, normal zur Bildebene gemessen, in kg;
 so folgt, wenn man die Kohäsion der Erde vernachlässigt und annimmt, daß der Erddruck unter dem Winkel φ zur Normalen der gedrückten Wandfläche wirkt:

$$D = \gamma \frac{(h + h_1)^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \left(\sqrt{\cot \varphi - \cot \varepsilon} - \sqrt{m - \cot \varepsilon} \right)^2, \quad 9.$$

worin $\varepsilon = \alpha + 2\varphi$; $m = \cot \alpha + \left(\frac{h_1}{h + h_1} \right)^2 (\cot \varphi - \cot \alpha)$.

Hiernach hat man für $\varphi = 33^\circ$, $\alpha = 90^\circ$ und verschiedene Werte von $\frac{h_1}{h}$:

$\frac{h_1}{h} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\frac{D}{\gamma h^2} =$	0,158	0,182	0,200	0,217	0,228	0,240	0,251	0,262	0,272
$\frac{h_1}{h} =$	1	2	3	4	5	6	10	∞	—
$\frac{D}{\gamma h^2} =$	0,282	0,330	0,353	0,366	0,376	0,384	0,394	0,419	—

Für sehr bedeutende Überschüttungshöhen ($h_1 = \infty$) wird, wie in § 3 gefunden:

$$D = \gamma \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \varphi)} 10.$$

Für $\varphi = 33^\circ$ und $\alpha = 90^\circ$ ist $D = 0,419 \gamma h^2$.

Wenn sich die Oberfläche des Erdkörpers horizontal an die Mauerkrone schließt, also $h_1 = 0$ ist, hat man:

$$D = \gamma \frac{h^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \left(\sqrt{\cot \varphi - \cot \varepsilon} - \sqrt{\cot \alpha - \cot \varepsilon} \right)^2 11.$$

Nach dieser Gleichung sind in der folgenden Tabelle einige Werte für das Verhältnis $\frac{D}{\gamma h^2}$ unter Annahme eines natürlichen Böschungswinkels $\varphi = 33^\circ$ berechnet.

$\cot \alpha =$	+ 0,3	+ 0,2	+ 0,1	0	— 0,1	— 0,2	— 0,3
$\frac{D}{\gamma h^2} =$	0,079	0,098	0,110	0,134	0,153	0,186	0,217

In dem Falle, daß die Stützwand vertikal steht, nimmt Gleichung 11 die Form an ($\alpha = 90^\circ$; $h_1 = 0$):

$$D = \gamma \frac{h^2}{2} \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2 \sin \varphi})^2} 12.$$

Verläuft die Oberfläche des gestützten Erdkörpers bis in das Unendliche unter dem Winkel δ zur Horizontalen und steht die Stützwand vertikal, so nimmt D den Wert an:

$$D = \gamma \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\sqrt{1 + \tan^2 \varphi}}{[\sqrt{1 + \tan^2 \varphi} + \sqrt{2 \tan \varphi (\tan \varphi - \tan \delta)}]^2} 13.$$

Hiernach ergibt sich folgende Tabelle:

	$\tan \varphi = 0,6$						$\tan \varphi = 0,7$					
$\tan \delta =$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$\frac{D}{\gamma h^2} =$	0,143	0,155	0,169	0,187	0,205	0,255	0,125	0,134	0,144	0,157	0,173	0,199

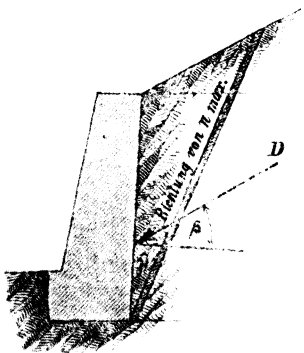
Der natürliche Böschungswinkel und das Gewicht der Erde pro cbm sind sehr verschieden je nach den Bestandteilen und dem Zustande derselben. Nähere Angaben hierüber giebt nachfolgende Tabelle:

E r d a r t.	Natürlicher Böschungswinkel φ	$\tan \varphi$	Gewicht von 1 cbm in Kilogr.
Dammerde, trocken	40	0,839	1400
„ natürlich feucht	45	1,000	1580
„ mit Wasser gesättigt	27	0,510	1800
Lehmerde, trocken	40	0,839	1500
„ natürlich feucht	45	1,000	1550
„ mit Wasser gesättigt	17	0,306	2040
Sand, trocken	35	0,700	1640
„ natürlich feucht	40	0,839	1770
„ mit Wasser gesättigt	24	0,445	2000
Gerölle, eckig	45	1,000	1770
„ rundlich	30	0,577	1770

§ 9. Richtung des Erddruckes gegen eine Stützwand. Die Meinungen der Autoren über die Richtung, unter welcher der Erddruck auf eine Stützwand wirkt, gehen sehr auseinander. Coulomb, der Begründer der Theorie des „Erdprismas vom größten Drucke“ nahm den Erddruck als normal zur Wandfläche gerichtet an. Dieser Auffassung folgten bis zur Jetztzeit manche Schriftsteller und ausführende Techniker, letztere wohl der größeren Sicherheit wegen, welche dieselbe bei der Berechnung von Stütz- und Futtermauern bietet. Indessen läßt sich nicht verkennen, daß die Annahme Coulomb's wenig Wahrscheinlichkeit für sich hat, indem nach derselben der natürliche Böschungswinkel der Erde ganz ohne Einfluß auf die Richtung des Druckes gegen die Wand sein würde.

Andere Schriftsteller, wie Scheffler, Winkler, Culmann u. s. w. behaupten, daß der Erddruck von der Normalen zur gedrückten Wandfläche stets um den vollen Reibungswinkel abweiche, während z. B. Considère, Mohr, Weyrauch empfehlen,

Fig. 10.



jenen Winkel auf Grund der Theorie des Erddruckes im unendlichen Erdkörper zu berechnen und somit die Annahme zu machen, daß die Druckverhältnisse in letzterem nicht geändert werden, wenn man einen Teil des Erdkörpers durch eine stützende Wand ersetzt.

Unter Voraussetzung einer ebenen, normal zur Bildfläche stehenden Oberfläche des Erdkörpers giebt Mohr in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. Jahrg. 1871, S. 364 die innerhalb bestimmter Grenzen gültige Gleichung:

$$\tan \beta = \frac{\sin \varphi \cdot \sin 2 \gamma}{1 - \sin \varphi \cdot \cos 2 \gamma}, \quad 14.$$

worin bezeichnet (Fig. 10):

Steht der Punkt P von der Vorderkante der Basis um eine Länge

$$AP = \frac{b}{2} - e > \frac{1}{3} b \text{ ab, d. i. } e < \frac{1}{6} b,$$

so verteilt sich der vertikale Teil von R nach einem Paralleltapeze, dessen parallele Seiten in A bzw. B normal zur Basis stehen. Für die Normalpressung und die Quadrat-einheit hat man in diesem Falle:

$$\text{Pressung bei } A: n = \frac{Q + D \sin \varepsilon}{b \cdot 1} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad 16.$$

$$\text{Pressung bei } B: n_1 = \frac{Q + D \sin \varepsilon}{b \cdot 1} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

Die Normalpressung ist also in beiden Fällen an der Vorderkante der Basis größer als an der Hinterkante. Bezeichnet

s die infolge der Zusammendrückung des Baugrundes an der Vorderkante der Mauerbasis eintretende Senkung;

s_1 desgl. die Senkung an der Hinterkante der Basis;

ω den der Senkung der Basis entsprechenden Drehwinkel der Mauer,

so folgt, wenn sich der Druck nach Gleichung 15 verteilt:

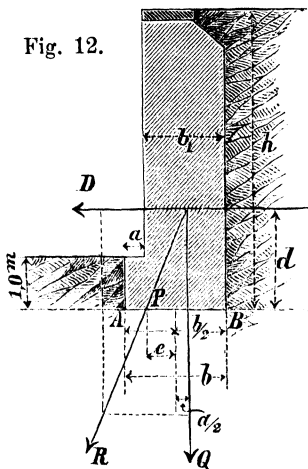
$$\tan \omega = \frac{s}{3 \left(\frac{b}{2} - e \right)} \quad 17.$$

und wenn die Druckverteilung nach Gleichung 16 vor sich geht:

$$\tan \omega = \frac{s - s_1}{b} \quad 18.$$

Verfolgen wir das eben allgemein Gesagte an einem Beispiele.

Fig. 12.



Bestimmen wir die Pressung an der Vorderkante der Fundamentbasis einer Futtermauer (Fig. 12), welche in der Vorder- und Hinterfläche lotrecht ausgeführt ist und bei welcher das Fundament nach vorn einen Absatz der Breite a hat. Die Oberfläche des gestützten Erdkörpers sei horizontal abgeglichen, ferner bezeichne noch:

b_1 die Dicke der Mauer, in Metern;

h die Höhe derselben über der Fundamentbasis, in Metern;

d die Höhe des Angriffspunktes des Erddruckes D über der Basis, in Metern;

γ das Gewicht des cbm Erde, in kg;

γ_1 das Gewicht des cbm Mauerwerks, in kg;

φ den natürlichen Böschungswinkel $= 35^\circ$.

Nimmt man nun vorläufig an, daß der Erddruck auf die Mauer ebenso wirkt, wie auf den Erdkörper, welchen diese ersetzen soll, so ist ersterer normal zur Mauer gerichtet und hat bei Vernachlässigung der Kohäsion der Erde für das lauf. Meter der Mauer die Größe:

$$D = \gamma \frac{h^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,135 \gamma h^2.$$

Für den Punkt P , in welchem die Mittelkraft R aus dem Gewichte Q der Mauer und dem Erddrucke die Basis schneidet, hat man die Momentengleichung:

$$Q \left(e + \frac{a}{2} \right) = d \cdot D, \text{ oder weil } d = \frac{h}{3}, \quad Q = \gamma_1 \cdot b_1 h,$$

wenn das Gewicht des Fundamentvorsprunges unberücksichtigt bleibt:

$$\gamma_1 b_1 h \left(e + \frac{a}{2} \right) = \frac{h}{3} \cdot 0,135 \cdot \gamma h^2, \quad e = 0,045 \frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \frac{h^2}{b_1} - \frac{a}{2}.$$

Ist nun die Mauer aus Bruchsteinen hergestellt und mit Dammerde hinterfüllt, so kann man $\gamma_1 = 2400 \text{ kg}$, $\gamma = 1600 \text{ kg}$ für das cbm setzen und es ergibt sich für e bei

$$h = 10 \text{ m}; \quad b_1 = \frac{1}{3}(h-1) = 3 \text{ m}; \quad a = 0,15 \text{ m};$$

$$e = 0,045 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{10^2}{3} - \frac{0,15}{2}; \quad e = 0,925 \text{ m}.$$

Dieser Wert ist größer als $\frac{1}{6}$ der Basis der Mauer, mithin verteilt sich der Normaldruck nach einem rechtwinkligen Dreieck, dessen Basis

$$AF = 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) = 3 \cdot \left(\frac{3,15}{2} - 0,925\right), \quad AF = 1,95 \text{ m}.$$

Die Kantenpressung bei A hat für das Quadratmeter den Wert

$$n = \frac{2 \cdot G}{1 \cdot AF}, \quad \text{oder da} \quad Q = 2400 \cdot 3 \cdot 10 = 72000 \text{ kg},$$

$$n = \frac{2 \cdot 72000}{1,95} = 73846 \text{ kg pro qm, oder } n = 7,4 \text{ kg für das qcm (abger.)}$$

Diese Pressung steigert sich erheblich, wenn die Mauer aus leichterem Materiale, z. B. aus Ziegeln erbaut ist.

In diesem Falle ist zu setzen:

$$\gamma = \gamma_1 = 1600 \text{ kg}, \quad \frac{\gamma}{\gamma_1} = 1, \quad e = 0,045 \cdot \frac{10^2}{3} - 0,075, \quad e = 1,425 \text{ m},$$

$$AF = 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) = 3 \cdot \left(\frac{3,15}{2} - 1,425\right), \quad AF = 0,45 \text{ m},$$

$$n = \frac{2Q}{1 \cdot AF}, \quad G = 1600 \cdot 3 \cdot 10 = 48000 \text{ kg},$$

$$n = \frac{2 \cdot 48000}{0,45} = 213333 \text{ kg pro qm oder } = 21,3 \text{ kg pro qcm}.$$

Da der Baugrund bzw. der verwandte Mörtel im frischen Zustande eine so starke Pressung ohne erhebliche Formänderung nicht aufnehmen kann, so tritt eine Drehung der Mauer ein, infolge deren der Erddruck nicht mehr normal gegen die Wandfläche wirkt, sondern unter dem Reibungswinkel φ .

Für den Abstand e des Schnittpunktes P von der Mitte der Basis erscheint nunmehr

$$Q \left(e + \frac{a}{2}\right) + D \sin \varphi \left(e + \frac{a + b_1}{2}\right) = D \cos \varphi \cdot \frac{h}{3},$$

$$e = \frac{\frac{h}{3} \cos \varphi - \left(\frac{a + b_1}{2}\right) \sin \varphi - \frac{Q}{D} \cdot \frac{a}{2}}{\frac{Q}{D} + \sin \varphi}.$$

Hierin ist für D zu setzen:

$$D = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2} \cdot \sin \varphi)^2}, \quad \text{oder da } \varphi = 35^\circ \quad D = \frac{1}{8} \gamma h^2.$$

Für Q hat man angenähert:

$$Q = \gamma_1 b_1 h, \quad \text{mithin } \frac{Q}{D} = 8 \cdot \frac{\gamma_1}{\gamma} \frac{b_1}{h}, \quad \text{ferner ist } h = 10 \text{ m};$$

$$\frac{a + b_1}{2} = \frac{0,15 + 3}{2} = 1,575 \text{ m}; \quad \cos 35^\circ = 0,819; \quad \sin 35^\circ = 0,574;$$

$$\frac{\gamma_1}{\gamma} = \frac{3}{2}; \quad b_1 = 3 \text{ m}; \quad a = 0,15 \text{ m};$$

$$e = \frac{\frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 0,819 - 1,575 \cdot 0,574 - 4 \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{3}{10} \cdot 0,15}{8 \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{3}{10} + 0,574} = 0,374 \text{ m}.$$

Letzterer Wert ist kleiner als $\frac{1}{6}$ der Fundamentbasis $b = 3,15 \text{ m}$, mithin verteilt sich der Normaldruck auf den Baugrund nach einem Paralleltapeze. Die Normalpres-

sung für die Quadrateinheit beträgt nach Gleichung 16:

$$n = \frac{Q + D \sin \varphi}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,373}{b} \right)$$

$$Q = 72\,000 \text{ kg}; \quad D \sin \varphi = \frac{1}{8} \cdot 1600 \cdot 10^3 \cdot 0,574 = 11\,480 \text{ kg},$$

mithin $n = \frac{83480}{3,15} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,373}{3,15} \right) = 45\,370 \text{ kg pro qm}$

oder $n = 4,5 \text{ kg pro qcm (abger.)}$

Die Normalpressung an der Vorderkante hat somit dadurch, daß der Erddruck unter dem Reibungswinkel zur Normalen der Wandfläche wirkt, einen für gewöhnlichen Baugrund zulässigen Wert erreicht.

In ähnlicher Weise erhält man bei Herstellung der Mauer aus Ziegeln, da alsdann $\frac{\gamma_1}{\gamma} = 1$; $e = 0,555 \text{ m}$. Dieser Wert von e ist größer als $\frac{1}{6}$ der Fundamentbasis und ergibt sich daher für die Normalpressung an der Vorderkante

$$n = \frac{2}{3} \left(\frac{Q + D \sin \varphi}{\frac{b}{2} - e} \right) \quad \text{oder, da } Q = 10 \cdot 3 \cdot 1600 = 48\,000 \text{ kg};$$

$$D \sin \varphi = 11\,480 \text{ kg}; \quad b = 3,15 \text{ m}; \quad e = 0,555 \text{ m};$$

$$n = \frac{2}{3} \cdot \frac{59480}{1,02} = 38\,875 \text{ kg pro qm, oder } n = 3,9 \text{ kg pro qcm (abger.)}$$

Die anfänglich an der Fundamentvorderkante vorhandene Normalpressung hat sich also dadurch, daß der Erddruck nach der Drehung der Mauer unter dem Reibungswinkel zur Normalen der Wandfläche wirkt, von 21,3 bis auf 3,9 kg pro qcm erniedrigt.

In Bezug auf die Streitfrage über die Richtung des Erddruckes gegen eine Stützwand mag hier noch darauf hingewiesen werden, daß sich Flamant in den Annales des ponts et chaussées 1882, Juni, S. 616 bis 624, entschieden für die auch vom Verfasser vertretene Theorie ausspricht. Er stützt sich dabei auf die Angaben des im Bauwesen sehr erfahrenen englischen Ingenieurs Baker (s. Minutes of proceedings of the society of civil engineers 1881, August), nach welchen zahlreiche Stützmauern mit horizontal abgeglichenen Hinterfüllung gestanden haben, die unter einem horizontalen Erddrucke von der Größe $\frac{\gamma h^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ nachweislich hätten umstürzen müssen.

Weiter führt Flamant für seine Ansicht folgenden, leicht ausführbaren Versuch an: Man setze einen leichten Holzkasten, dessen Breite etwas größer als die Höhe ist, auf den Boden und verhindere das Gleiten desselben durch zwei nur wenig aus dem Boden hervorragende Pflöcke. Hinterfüllt man jetzt den Kasten mit Sand, so müßte sich derselbe, da sein Gewicht nur gering, um die Vorderkante drehen, wenn der Erddruck horizontal wirkte. Man wird aber die Erfahrung machen, daß der Kasten in Ruhe bleibt. Es muß also der Erddruck die Grundfläche des Kastens noch schneiden und daher schräg zur gedrückten Wandfläche gerichtet sein.

Flamant schließt mit Recht hieraus, daß in diesem Falle, wie auch bei Stützmauern, die volle Reibung an der Wandfläche zur Geltung kommt und daß man, unter Berücksichtigung des letzteren Umstandes bei der Berechnung von Stützmauern Dimensionen erhält, welche als praktisch vollständig ausreichende zu bezeichnen sind.

Um zu ersehen, ob der Erddruck auch dann unter dem Reibungswinkel zur Normalen der gedrückten Wandfläche wirkt, wenn nur ein Gleiten derselben im horizontalen Sinne möglich, hat Verfasser den folgenden Versuch angestellt. Ein rechteckiger hölzerner Rahmen, dessen eine Längsseite mit Sand beklebt war, wurde auf ein horizontal ausgerichtetes Reifsbrett gesetzt und mit trockenem Sande in horizontalen Lagen hinter-

füllt, nachdem derselbe durch eine Büchse mit Schrot so beschwert war, daß die Reibung an der Unterfläche genügte, um eine Verschiebung durch den Sanddruck zu verhindern.

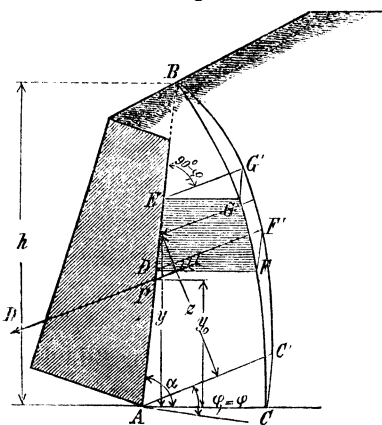
Verfasser ließ nun das Schrot aus der Büchse bis zu dem Zeitpunkte ausfließen, bis das Gleiten des Rahmens eintrat und wog dann die Büchse nebst dem verbliebenen Inhalte. Aus diesem Gewichte einschließlic demjenigen des Rahmens, sowie den durch Versuche festgestellten Werten für den natürlichen Böschungswinkel des Sandes und den Reibungskoeffizient des Rahmens auf seiner Unterlage konnte nunmehr durch Rechnung gefunden werden, welche der beiden Erddrucktheorien am besten mit den Versuchsergebnissen übereinstimmte. Es zeigte sich auch hier, daß die Theorie, nach welcher der Erddruck um den Reibungswinkel von der Normalen zur gedrückten Wandfläche abweicht, der Wirklichkeit am nächsten kommt und verdient dieselbe daher vor der anderen Theorie bei Berechnung von Stützmauern den Vorzug.

Die betreffenden Versuche sind zur Zeit noch nicht zum Abschlusse gelangt und können daher erst später veröffentlicht werden.

Was endlich die Größe des Reibungswinkels der Erde auf Mauerwerk anlangt, so kann man denselben im allgemeinen gleich dem natürlichen Böschungswinkel der Erde setzen. In den meisten Fällen der Praxis wird zwar der Reibungswinkel der Erde auf der rauhen Mauerfläche größer als ihr natürlicher Böschungswinkel sein, jedoch wird sich, wenn der gestützte Erdkörper an der Wand gleitet, an letzterer eine dünne Erdschicht festsetzen, sodafs die Bewegung so erfolgt, als verschoben sich zwei Erdkörper aneinander.

§ 10. Angriffspunkt des Erddruckes. Den Angriffspunkt des Erddruckes bestimmt man in einfacher Weise aus der für die Stützwand geltenden Druckfläche. Setzt man letztere als an einer Seite krummlinig begrenzt und die Wand als eben voraus, so kommt auf ein beliebiges Wandelement der Breite $ED = ds$ (Fig. 13) und Länge gleich Eins, normal zur Bildebene gemessen, der Erddruck $\gamma \times \text{Fläche } EGF D = \gamma dF$, worin γ das Gewicht der Kubikeinheit Erde bezeichnet.

Fig. 13.



Trägt man nun in den Punkten A, D, E u. s. w. an die Wandfläche die Geraden AC', DF', EG' u. s. w. unter dem Reibungswinkel = dem natürlichen Böschungswinkel φ der Erde zur Normalen der Wand an und zieht aus den mit A, D, E u. s. w. auf gleicher Höhe liegenden Punkten C, F, G u. s. w. der Kurve BC die Linien $CC' \parallel FF' \parallel GG' \parallel AB$, so ist das Flächenelement $EGFD$ inhaltsgleich mit $EDF'G' = dF$ und die Fläche $ABC = ABC' = F$.

Das Flächenelement $EDF'G'$ stellt den auf ED wirkenden Erddruck in Größe und Richtung dar und geht mithin der auf AB lastende Druck D , welcher die Summe all dieser Elementardrücke bildet, durch den Schwerpunkt von ABC' und ist parallel zu AC'

gerichtet. Für den Schnittpunkt P von D mit der Wandfläche hat man, wenn bezeichnet:

α den Neigungswinkel der Wand AB mit der Horizontalen;

z bzw. y die Schwerpunktsabstände der Flächenelemente $EG'F'D$ und $EDFG$ von AC' bzw. AC ;

z_0 bzw. y_0 die Schwerpunktsabstände der Flächen ABC' und ABC von AC' bzw. AC :

$$z_0 = \frac{1}{F} \int dF \cdot z, \text{ oder weil } z = y \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha}$$

$$z_0 = \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{F} \int dF \cdot y;$$

Der Angriffspunkt P des Erddruckes hat daher über AC die Höhe:

$$\Delta h = \frac{z_0}{\cos \varphi} \cdot \sin \alpha = \frac{1}{F} \int dF \cdot y.$$

Denselben Abstand von AC hat der Schwerpunkt der Druckfläche ABC und ergibt sich daher die Regel: Bei ebener Wandfläche liegt der Angriffspunkt des Erddruckes mit dem Schwerpunkte der zugehörigen Druckfigur auf gleicher Höhe.

Wenn die Wand und anschließende Terrainfläche eben sind, wird nach § 4 die Druckfläche durch ein Dreieck gebildet und liegt daher der Angriffspunkt des Erddruckes im Drittel der Wandhöhe, vom Fußpunkte derselben ab gemessen.

Eine etwas höhere Lage jenes Punktes tritt ein, wenn die Wand eben, die Terrainfläche aber gebrochen nach Fig. 9 verläuft. Der Höhenunterschied ist aber nur ein unbedeutender, indem sich der Angriffspunkt z. B. bei vertikaler Wand nur bis auf $d = \frac{3}{8} h$ über den Fußpunkt derselben heben kann. Man macht daher keinen ins Gewicht fallenden Fehler, wenn man im vorliegenden Falle für alle Überschüttungshöhen $d = \frac{1}{3} h$ setzt.

Wenn die Stützwand unterbrochen oder gekrümmt ist, verliert die obige Regel für den Angriffspunkt des Erddruckes ihre Gültigkeit, indem die Drücke auf die einzelnen Wandelemente einander nicht mehr (insgesamt) parallel sind. Man kann dieselbe alsdann nur auf die Teile der Wand und Druckfläche anwenden, für welche der Parallelismus letzterer Drücke vollständig oder doch angenähert besteht.

Abschnitt II.

Druck im unendlichen Erdkörper.

§ 11. Gleichgewicht eines würfelförmigen Erdelementes, dessen Außenflächen nur Normalpressungen ausgesetzt sind. Die eine Grundfläche des unendlich kleinen Erdwürfels $ABCD$ (Fig. 14) falle mit der Bildebene zusammen und habe die Seitenlänge a . Die beiden einander gegenüberliegenden Seitenflächen DC und AB seien pro Quadratinheit der Normalpressung n , sämtliche übrige Flächen derjenigen von ϵn ausgesetzt. Ferner werde die Erde als kohäsionslos und der natürliche Böschungswinkel derselben $= \varphi$ angenommen.

Schneidet man von dem gegebenen Erdelemente durch eine normal zur Bildebene stehende Ebene EF der Länge a das dreiseitige Prisma EDF ab, so müssen sich die auf die Seitenflächen DE , FD und EF wirkenden Kräfte das Gleichgewicht halten. Auf DF kommt die Normalpressung $DF \cdot a \cdot n = a^2 \cdot n \cos \alpha$, auf DE die von $DE \cdot a \cdot \epsilon n = \epsilon n a^2 \sin \alpha$ und auf EF die schiefe Pressung $a^2 r$. Nimmt man hierin n als bekannt an, so hat man ϵ so zu wählen, daß sich das Prisma EDF im Grenzzustande des Gleichgewichts befinde und daß demnach der Druck auf EF unter dem Reibungswinkel zur Normalen wirke. Unter diesen Bedingungen schließt letzterer Druck mit der Parallelen

zu DA den Winkel $\alpha - \varphi$ ein und es ergibt sich:

$$\begin{aligned} a^2 \varepsilon n \cdot \sin \alpha &= a^2 n \cos \alpha \cdot \tan (\alpha - \varphi) \\ \varepsilon &= \frac{\tan \alpha - \varphi}{\tan \alpha} \end{aligned} \quad 19.$$

Damit nun das Gleichgewicht des in Rede stehenden Prismas bei jedem beliebigen Schnittwinkel α gewahrt bleibe, muß ε dem Maximum der Funktion entsprechen.

Demnach

$$\frac{d\varepsilon}{d\alpha} = 0 = \frac{\tan \alpha}{\cos^2 (\alpha - \varphi)} - \frac{\tan (\alpha - \varphi)}{\cos^2 \alpha}, \quad \text{oder}$$

$$\sin 2\alpha = \sin 2(\alpha - \varphi); \quad \alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

$$\varepsilon = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad 20.$$

Hiernach hat man:

$\varphi^\circ =$	25	30	33	35	38	40	45
$\varepsilon =$	0,438	0,333	0,295	0,270	0,238	0,217	0,171.

Für $\varphi = 0$, d. h. für Wasserdruck ist $\varepsilon = 1$ und für Erde, deren natürlicher Böschungswinkel ca. 37° beträgt, $\varepsilon = \frac{1}{4}$. Im letzteren Falle übt also ein würfelförmiges Erdelement, welches in der einen Achsenrichtung mit p kg pro Quadrateinheit gedrückt wird, normal zu dieser Achse einen Seitendruck von $\frac{p}{4}$ kg pro Quadrateinheit aus. Auf der unter dem Winkel $\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ verlaufenden Schnittfläche EF ist beim Vorhandensein eines Seitendruckes von $n \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ die volle Reibung zur Erhaltung des Gleichgewichts nötig; sie ist daher eine Gleitfläche.

Fig. 14.

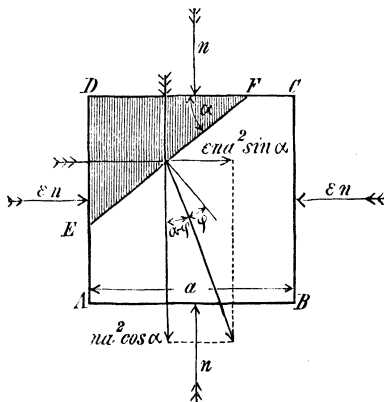
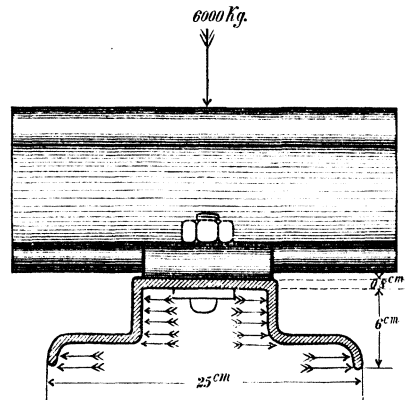


Fig. 15.



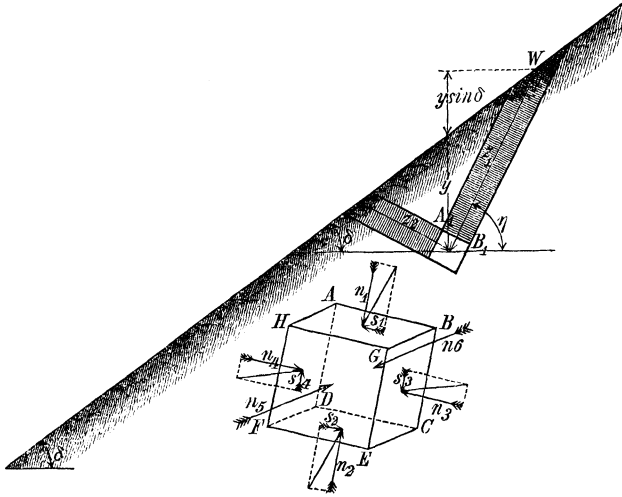
Beispiel. Wie groß ist der Seitendruck, den ein in einer Haarmann'schen Querschwellen von 2,3 m Länge und 25 cm Stützbreite eingeschlossener Bettungskörper ausübt, wenn jede der beiden Fahrschienen einen Druck von 6000 kg auf die Schwellen überträgt? (Fig. 15).

Nimmt man an, daß sich der Druck von 6000 kg auf je 40 cm Schwellenlänge zu beiden Seiten der Fahrschiene gleichmäßig verteilt, so kommt auf die Horizontalprojektion des betreffenden Schwellenstückes von 80 cm Länge der Druck $p = \frac{6000}{80 \cdot 25} = 3$ kg pro qcm. Ein würfelförmiges Element der Bettung von 1 cm Seite übt mithin den Seitendruck $\frac{p}{4} = \frac{3}{4}$ kg pro qcm aus und die ca. 6 cm hohe Bettung pro lauf. cm denjenigen von $6 \cdot \frac{3}{4} = 4,5$ kg.

Der in der Schwelle eingeschlossene Bettungskörper überträgt sonach auf dieselbe einen Seitendruck von $2.80.4,5 = 720 \text{ kg}$, welcher die Schwelle auf Querbiegung beansprucht. In der vorstehenden Berechnung ist die Reibung des Bettungskörpers an den Wandungen der Querschwellen nicht berücksichtigt.

§ 12. Die Hauptdrücke. Wir schneiden aus einem kohäsionslosen Erdkörper, dessen ebene Oberfläche normal zur Bildebene steht, durch eine zu letzterer im Abstände da parallele Ebene eine unendlich dünne Erdschicht heraus und betrachten in dieser ein würfelförmiges Erdelement, dessen Kantenlänge $= da$ ist. Die eine Seitenfläche $ABCD$ des Elementes falle mit der Bildebene zusammen (Fig. 16) und sei noch φ der natürliche Böschungswinkel der Erde und δ der Neigungswinkel der Terrainfläche zur Horizontalen.

Fig. 16.



Unter den gemachten Voraussetzungen haben die in den beiden Parallelebenen liegenden Seitenflächen $ABCD$ und $HGEF$ Normalpressungen auszuhalten, während die übrigen Flächen des Würfels im allgemeinen schiefen Pressungen ausgesetzt sind. Bezeichnen wir letztere pro Quadrateinheit mit r_1, r_2, r_3, r_4 und zerlegen dieselben in die Normalspannungen n_1, n_2 u. s. w. und die Schubspannungen s_1, s_2 u. s. w., so folgt für das Gleichgewicht, da die Normal- bzw. Schubspannungen je zweier einander gegenüber liegenden Flächen des

Würfels nur um unendlich kleine Größen von einander abweichen:

$$n_1 = n_2; \quad n_3 = n_4; \quad \text{ferner } s_1 = s_2 \quad \text{und} \quad s_3 = s_4.$$

Wählt man CE zur Drehachse, so folgt weiter

$$s_1 da = s_4 da; \quad s_1 = s_4, \quad \text{daher} \quad s_1 = s_2 = s_3 = s_4.$$

Die Schubspannungen pro Quadrateinheit der normal zur Bildebene stehenden Seitenflächen des Würfels sind also einander gleich.

In Bezug auf letztere ist noch zu bemerken, daß, wenn man die Seitenfläche $ABHG$ durch Drehung um eine durch die Mitte des Würfels gehende, normal zur Bildebene stehende Achse in die Lage $BCGE$ überführt, die Schubspannung s_1 eine der anfänglichen entgegengesetzte Lage annimmt; es muß mithin eine Zwischenlage vorhanden sein, in welcher $s_1 = 0$ ist. Gleichzeitig sind dann alle Schubspannungen $= 0$ und der Würfel ist nur Normalpressungen ausgesetzt. Von letzteren sind diejenigen, welche auf die Seitenflächen $ABCD, BCGE, HGFE$ und $ADHF$ wirken, einander gleich, indem diese Flächen zur Fläche $ABHG$ in ganz gleichem Verhältnisse stehen; es ist also:

$$n_3 = n_4 = n_5 = n_6.$$

Hat nun n_1 , wenn die Schubspannungen $= 0$ sind, den Wert n , so folgt für den entsprechenden Wert von $n_3 = n_4$ u. s. w. zufolge dem § 11:

$$n_3 = \varepsilon n = n \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Setzt man hierin $\sin^2(\alpha - \eta) = \frac{1}{1 + \frac{1}{\varepsilon^2} \tan^2(\eta - \beta)}$ und drückt $\tan(\eta - \beta)$ durch seinen Wert $\frac{x}{y}$ aus, so ist das Resultat

$$x^2 + y^2 = \frac{n^2}{1 + \frac{1}{\epsilon^2} \frac{x^2}{y^2}} \left(1 + \frac{x^2}{y^2}\right) \text{ oder reduziert}$$
$$\frac{y^2}{n^2} + \frac{x^2}{\epsilon^2 n^2} = 1 25.$$

Der Druck r stellt sich also für die verschiedenen Lagen der Ebene AC nach einer Ellipse dar, deren halbe große Achse $= n$ und deren halbe kleine $= \varepsilon n$ ist. Der größte Druck $= n$ wird daher auf AC ausgeübt, wenn sie in die Lage von AB kommt, der kleinste $= \varepsilon n$, wenn sie die Lage von BC einnimmt. Für die Normalpressungen in dem Erdkörper hat man mithin die Beziehung $n_{\max} = n$; $n_{\min} = \varepsilon n$ pro Quadrat-einheit.

§ 14. Druck eines Dammkörpers von trapezförmigem Querschnitte auf eine beliebige Ebene. Es werde angenommen, daß die äußeren Begrenzungsflächen des Dammes $ABCD$ (Fig. 18) Ebenen seien, welche normal zur Bildebene stehen. Die Krone BC verlaufe horizontal und die Seitenflächen AB und CD unter dem natürlichen Böschungswinkel φ zur Horizontalen. Wir legen nun durch den Damm eine beliebige, seine Längsachse schneidende Ebene und ermitteln den Druck auf diese unter der Voraussetzung, daß die Erde kohäsionslos sei und ein Gewicht von γ kg pro cbm habe. Hinsichtlich der Lage der Ebene unterscheiden wir drei verschiedene Fälle.

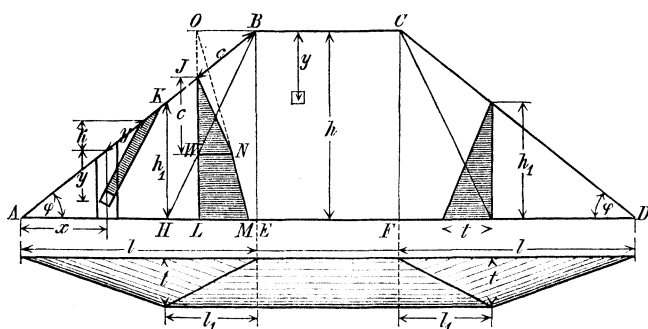
1. Die Schnittebene fällt mit der Bildebene zusammen. Im vorliegenden Falle sind die Wandelemente nur Normalpressungen ausgesetzt, indem die Bildebene den Erdkörper in zwei symmetrische Teile zerlegt. Für den mittleren rechteckigen Teil des Profils betragen letztere Pressungen in der Tiefe von y Meter unter der Dammkrone BC :

$$p = \gamma \cdot y \cdot \varepsilon = \gamma \cdot y \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ kg pro qm}$$

und erleidet daher die Wandfläche $BCFE$ pro Meter ihrer Breite den Normaldruck

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ kg.}$$

Fig. 18.



Schwieriger gestaltet sich die Druckermittelung in den beiden dreieckförmigen Teilen ABE und CDF des Profils. Zieht man zunächst BH in Richtung des größten Normaldruckes, wie derselbe dem unter dem BÜschungswinkel φ abgeglichenen Erdkörper entspricht, $\eta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, so gilt für den Druck auf ein beliebiges Flächenelement des Dreiecks ABH , wenn

dasselbe y Meter unter der Terrainfläche liegt:

$$p = \gamma(y + k)\varepsilon = \gamma \cdot y(1 + \sin \varphi) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ kg pro qm}$$

oder weil

$$\tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)=\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

$p=\gamma y(1-\sin\varphi)$ **kg** **pro** **qm** 26.

Für die Druckfläche eines zwischen den Parallelen KH und BE gelegenen Wandstreifens der Höhe $JL = h_x$ ergibt sich ein Dreieck JWN , an welches sich nach unten ein Trapez $NWLM$ schließt. Hierin entspricht W dem Schnittpunkte der Richtung des durch B gehenden größten Normaldruckes mit der Vertikalen h_x des Streifens. Weiter hat man

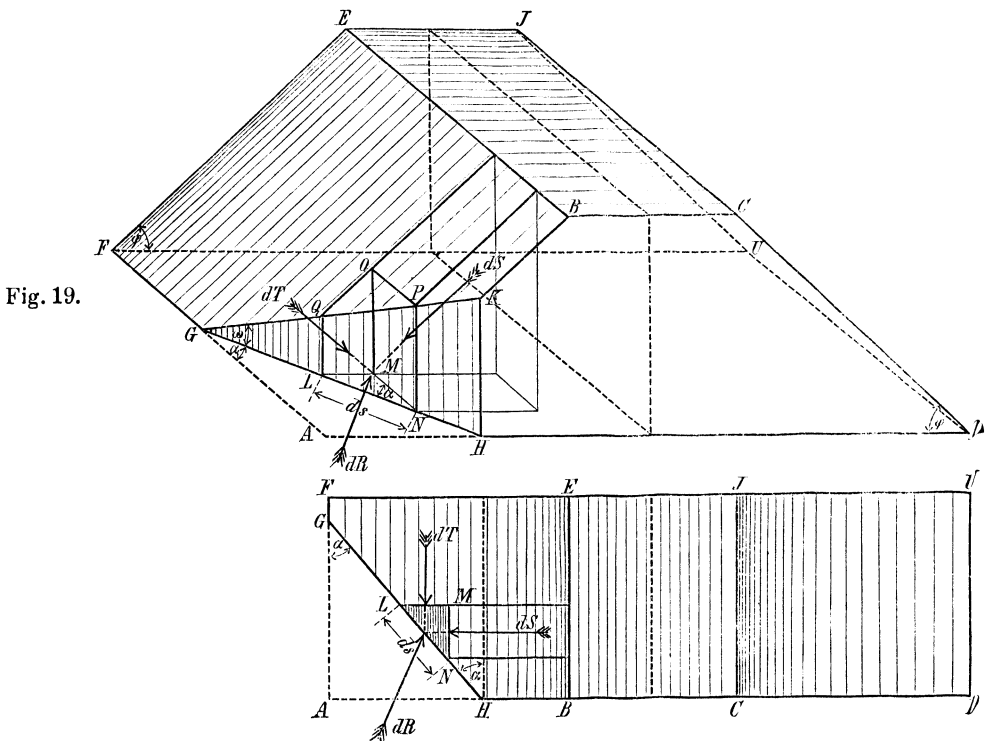
$$NW = c(1 - \sin \varphi) = OW \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad ML = h \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Es müssen sich daher die Verlängerungen der Seiten NM und WL in einem Punkte O schneiden, der auf der Verlängerung der Dammkrone BC liegt.

Der auf die Längeneinheit des Wandstreifens kommende Druck hat die Größe:

$$D = \gamma(\Delta OML - \Delta OJN) = \frac{\gamma}{2} \left[h^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - c^2 \sin \varphi (1 - \sin \varphi) \right]$$

$$D = \gamma \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{2} \left(\frac{h^2}{1 + \sin \varphi} - c^2 \sin \varphi \right) \text{ kg pro m} 31.$$



2. Die Schnittebene geht durch eine beliebige Vertikale des Dammprofils und schließt mit der Bildebene einen gegebenen Winkel ein. Wir setzen zunächst voraus, daß die Schnittebene durch eine Vertikale HK (Fig. 19) des Dammprofils gehe, deren Länge $h_1 \leq \frac{h}{1 + \sin \varphi} = \frac{h}{1,545}$ für $\varphi = 33^\circ$ und betrachten von der Ebene ein Dreieck GKH , dessen Eckpunkt G auf der Unterkante der Böschungsebene $ABEF$ liegt. Bei dieser Voraussetzung schneidet die Richtung des größten Normaldruckes für jedes Wandelement die Dammböschung und es ist die Druckfläche in jeder Vertikalen der Wand ein Dreieck.

Den Erddruck auf einen Streifen $LNPQ$ der letzteren, dessen Breite $LN \approx ds$ und Höhe $= y$, kann man sich aus den Drücken zusammengesetzt denken, welche auf den Seitenflächen $OPNM$ und $LMOQ$ eines geraden Prismas $LMNO$ lasten, dessen

Schließt der Druck dD mit der Normalen zur Wandfläche den Winkel τ ein, so ist

$$\tan \tau = \frac{dV}{dH} = \frac{\cos \alpha \cdot \cos \varphi \sin \varphi}{\sin^2 \alpha (1 - \sin \varphi) + \cos^2 \varphi \cos^2 \alpha} \quad \text{oder}$$

$$\tan \tau = \frac{1}{2 \cos \alpha} \left(\frac{\sin 2 \varphi}{\tan^2 \alpha (1 - \sin \varphi) + \cos^2 \varphi} \right). \quad 35.$$

Wenn die Übersüttungshöhe für ein Wandelement der Höhe y kleiner als $y \sin \varphi = 0,544 y$ für $\varphi = 33^\circ$ ist, so gelten, wie schon früher bemerkt, die vorstehenden Gleichungen nicht. Die Größe des Normaldruckes dT auf die Seitenfläche $LMOQ$ des geraden Prismas $LMNO$ bestimmt sich in diesem Falle nach Gleichung 31 zu

$$dT = \gamma \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{2} \left(\frac{h^2}{1 + \sin \varphi} - c^2 \sin \varphi \right) \cdot ds \sin \alpha,$$

dagegen kann dS in Größe und Richtung nur durch ein Annäherungsverfahren ermittelt werden.

Ist $y - c$ die Höhe des Elementes, für welche die unter dem Winkel $\eta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ gerichtete Maximalspannung durch den Knickpunkt E des Terrains geht, Fig. 21, so ist die Druckfläche für den Teil $TQ_1 = c$ ein Dreieck, dessen Höhe $= c$ und dessen Basis $Q_1 S_1 = c \cdot \cos \varphi$ ist.

Die Druckfläche des unter Q_1 liegenden Teiles $Q_1 U_1$ kann als ein Parallelogramm $Q_1 S_1 V_1 U_1$ angesehen werden, dessen Basis $V_1 U_1$ dem im Punkte U_1 wirkenden Erddruck für die Quadrateinheit des Elementes $OPNM$ in der Tiefe y entspricht.

Nimmt man für den Punkt U_1 die Richtung der Maximalpressung unter $U_1 E$ an und bezeichnet den Winkel von $U_1 E$ zur Horizontalen mit η_1 , so folgt für die gesuchte Pressung pro Quadrateinheit

$$V_1 U_1 = h \sqrt{\cos^2 \eta_1 + \sin^2 \eta_1 \tan^4 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$V_1 U_1 = h \cos \eta_1 \sqrt{1 + \tan^2 \eta_1 \tan^4 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}.$$

Der auf dem Elemente $OPNM$ (vergl. Fig. 19) lastende Druck dS hat mithin die Größe: $dS = \frac{\gamma}{2} [c \cdot Q_1 S_1 + (Q_1 S_1 + U_1 V_1)(y - c)] ds \cos \alpha$ (angenähert).

In Bezug auf die Richtung der Kraft dS erkennt man leicht, daß dieselbe für die Höhe c parallel zur Oberfläche, d. h. also unter dem Winkel φ zur Horizontalen wirkt. Der Druck auf den unter Q_1 liegenden Teil ist je nach der Richtung der größten Normalpressung verschieden.

Der Einfachheit halber wollen wir annehmen, daß die fragliche Richtung für den Teil $Q_1 U_1$ übereinstimmt mit der Richtung des Druckes, welcher in der Mitte W von $Q_1 U_1$ thätig ist. — Bezeichnet nun:

η_2 den Winkel, welchen die größte Normalpressung im Erdkörper bei W mit der Horizontalen bildet,

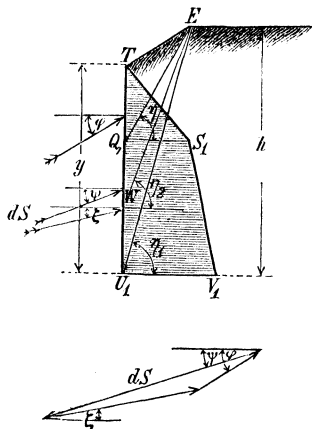
ζ den Winkel, unter welchem der Erddruck in W zur Horizontalen wirkt,

so ist $\tan(\eta_2 - \zeta) = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \eta_2$,

aus welchem Ausdrucke $< \zeta$ leicht zu bestimmen. Nunmehr ergibt sich für den Winkel ψ , den dS mit der Horizontalen einschließt:

$$\tan \psi = \frac{c^2 \cos \varphi \sin \varphi + (c \cos \varphi + U_1 V_1)(y - c) \sin \zeta}{c^2 \cos^2 \varphi + (c \cos \varphi + U_1 V_1)(y - c) \cos \zeta}.$$

Fig. 21.



Für die Größe und Richtung des auf das Element $LNPQ$ der Wand wirkenden Erddruckes hat man, wenn wieder nur der Teil berücksichtigt wird, welcher in einer Vertikalebene wirkt, die normal zur Wand steht:

$$\frac{dD}{ds} = \sqrt{\left(\frac{dT}{ds} \sin \alpha + \frac{dS}{ds} \cos \psi \cos \alpha\right)^2 + \left(\frac{dS}{ds}\right)^2 \sin^2 \psi} \quad . \quad . \quad . \quad 36.$$

$$\tan \tau = \frac{\frac{dS}{ds} \sin \psi}{\frac{dT}{ds} \sin \alpha + \frac{dS}{ds} \cos \psi \cos \alpha} \quad . \quad . \quad . \quad 37.$$

Beispiel. Ein vertikal stehender, schräger, massiver Brückenflügel grenze einen geradlinigen, horizontalen Straßendamm von $h = 10$ m Höhe ab und schliesse mit der Achse des Dammes den Winkel $\alpha = 71^\circ 34'$ ein. Es soll nun für ein Profil des Flügels von 9,02 m Höhe der metrische Erddruck $\frac{dD}{ds}$ unter der Annahme eines natürlichen Böschungswinkels der Erde von $\varphi = 33^\circ$ bestimmt werden.

Dem Vorstehenden zufolge hat man:

$$y = 9,02 \text{ m}; \quad \tan \alpha = \tan 71^\circ 34' = 3,00; \quad \sin \alpha = 0,949; \quad \cos \alpha = 0,316;$$

$$y - c = \left[10 \cdot \cotan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - 1,5\right] \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 7,24 \text{ m}; \quad c = 1,78 \text{ m};$$

$$\tan \eta_1 = \frac{10}{1,5} = 6,666; \quad \eta_1 = 81^\circ 28'; \quad \cos \eta_1 = 0,148;$$

$$\tan \eta_2 = \frac{10 - \frac{7,24}{2}}{1,5} = 4,25; \quad \eta_2 = 76^\circ 45';$$

$$\tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2 28,5^\circ = 0,543^2 = 0,295;$$

$$1 - \sin \varphi = 1 - \sin 33^\circ = 1 - 0,545 = 0,455;$$

$$Q_1 S_1 = c \cdot \cos \varphi = 1,78 \cdot \cos 33^\circ = 1,78 \cdot 0,839 = 1,493 \text{ m};$$

$$V_1 U_1 = 10 \cdot 0,148 \sqrt{1 + 6,666^2 \cdot 0,295^2} = 3,27 \text{ m};$$

$$\tan (\eta_2 - \zeta) = 0,295 \cdot 4,25 = 1,254; \quad \eta_2 - \zeta = 51^\circ 25';$$

$$\zeta = 76^\circ 45' - 51^\circ 25' = 25^\circ 20'; \quad \sin \zeta = 0,428; \quad \cos \zeta = 0,904.$$

Für den Winkel, den $\frac{dS}{ds}$ mit der Horizontalen einschließt, folgt:

$$\tan \psi = \frac{1,78^2 \cdot 0,839 \cdot 0,545 + (1,78 \cdot 0,839 + 3,27) 7,24 \cdot 0,428}{1,78^2 \cdot 0,839^2 + (1,78 \cdot 0,839 + 3,27) 7,24 \cdot 0,904};$$

$$\tan \psi = \frac{16,21}{33,43} = 0,482;$$

$$\angle \psi = 25^\circ 44'; \quad \cos \psi = 0,901; \quad \sin \psi = 0,434.$$

$$\frac{dT}{ds} = \gamma \cdot \frac{1 - 0,545}{2} \cdot \left(\frac{10^2}{1 + 0,545} - 1,78^2 \cdot 0,545\right) 0,949$$

$$\frac{dT}{ds} = 13,57 \cdot \gamma \text{ kg pro m.}$$

$$\frac{dS}{ds} = \frac{\gamma}{2} [1,78 \cdot 1,493 + (1,493 + 3,27) 7,24] \cdot 0,316$$

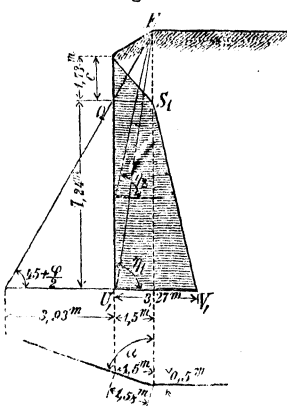
$$\frac{dS}{ds} = 6,22 \cdot \gamma \text{ kg pro m.}$$

Nach Gleichung 36 erscheint nunmehr für den gesuchten Druck

$$\frac{dD}{ds} = \gamma \cdot \sqrt{(13,57 \cdot 0,949 + 6,22 \cdot 0,901 \cdot 0,316)^2 + (6,22 \cdot 0,434)^2}$$

$$\frac{dD}{ds} = 14,88 \cdot \gamma \text{ kg pro m.}$$

Fig. 22.



Hätte z. B. die Erde das Gewicht $\gamma = 1800$ kg pro cbm, so wäre

$$\frac{dD}{ds} = 14,88 \cdot 1800 = 26780 \text{ kg pro m.}$$

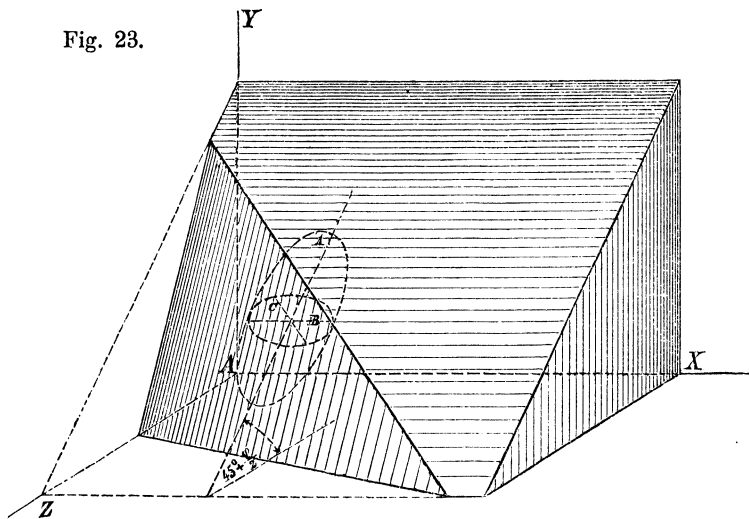
Für die Richtung letzterer Kraft mit der Normalen zur Wand hat man:

$$\tan \tau = \frac{6,22 \cdot 0,434}{12,9 + 1,77} = 0,184; \quad < \tau = 10^\circ 26'.$$

Nach § 9 muß aber der Erddruck $\frac{dD}{ds}$ mit der Normalen zur Wandfläche den Reibungswinkel $\varphi = 33^\circ$ einschließen und bedarf daher der berechnete Wert $\frac{dD}{ds} = 14,88 \cdot \gamma$ noch einer Korrektur. Dieselbe wollen wir im nächsten Paragraphen näher bestimmen.

3. Die Schnittebene schneidet die Längsachse des Dammes unter einem beliebigen Winkel. Waren schon in dem eben erörterten Falle die Schwierigkeiten, um Richtung und GröÙe des Erddruckes zu ermitteln, nicht unbedeutende, so steigern sie sich erheblich, wenn die Wand die Längsachse des Dammes unter einem beliebigen Winkel durchschneidet. Wollte man hier den früher eingeschlagenen Weg betreten, so könnte man zwei Sätze aus der Theorie des Erddruckes im unbegrenzten Erdkörper mit

Fig. 23.



Vorteil verwenden:

1. Denkt man sich im Innern einer beliebigen Erdmasse ein Flächenelement um einen festen Punkt gedreht und stellt für alle Lagen desselben den auf die Quadrateinheit reduzierten Erddruck nach GröÙe und Richtung durch eine von jenem Punkte ausgehende Gerade dar, so liegen die Endpunkte aller dieser Geraden auf einem Ellipsoide.

Letzteres heißt Druckellipsoid und hat den Drehpunkt zum Mittelpunkt.

2. Sind A, B, C die Halbachsen des Druckellipsoids und $\sqrt{A}, \sqrt{B}, \sqrt{C}$ die entsprechenden eines konzentrischen Ellipsoids, so ist letzteres das sog. Stellungsellipsoid. Legt man an dasselbe parallel dem gegebenen Wandelemente, auf welches der Erddruck r für die Quadrateinheit wirkt, eine Berührungsebene so giebt der Radiusvektor nach dem Berührungspunkte die Richtung von r an.

Für die Halbachsen des Druckellipsoids hätte man, wenn die Überschüttungshöhe des betreffenden Wandstreifens wenigstens 0,545 seiner Höhe betrüge und das gegebene Flächenelement in der Tiefe y unter der Terrainfläche läge:

$$A = \gamma \cdot y \cdot (1 + \sin \varphi); \quad B = C = \gamma \cdot y (1 - \sin \varphi).$$

Das Druckellipsoid ist also ein Rotationsellipsoid, das durch Drehung einer Ellipse der Halbachsen A und B um ihre große Achse entstanden. Bezüglich der Richtungen der Achsen zum Koordinatensysteme Fig. 23 würde man haben: Die Halbachse A liegt parallel der $JA Z$ -Ebene und schließt mit der Horizontalebene den Winkel $\eta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ ein; die Halbachse B liegt parallel zur Achse AX und die Halbachse C parallel zur $JA Z$ -Ebene.

Die Anwendung der vorstehenden Sätze auf den Druck gegen die gegebene Stützwand setzt indessen voraus, daß die Richtung der größten Normalpressung im Erdkörper (d. i. die Richtung der Halbachse A) in Bezug auf den Fußpunkt der Wand innerhalb des gestützten Erdkörpers liege (vergl. Fig. 1).

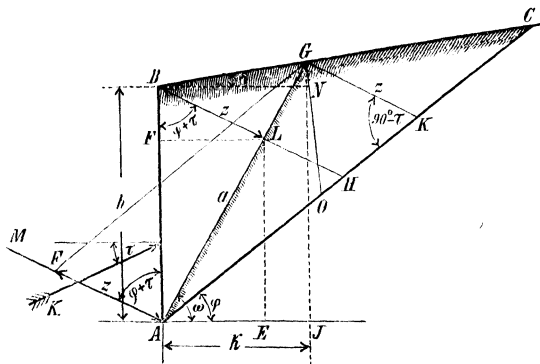
Hätte man GröÙe und Richtung von r aus den beiden Ellipsoiden gefunden, so wäre das Resultat noch mit einer Korrektur zu versehen, da der Winkel von r zur Normalen der gedrückten Wandfläche im allgemeinen verschieden von $< \varphi$ sein würde.

Das hier angeführte Verfahren zur Ermittlung von Richtung und GröÙe des Erddruckes würde aber einen gewaltigen Apparat von Formeln erheischen, und die erreichte Genauigkeit hierzu in keinem richtigen Verhältnisse stehen. Es soll daher im Folgenden ein einfacheres, für die Praxis vollständig ausreichendes Verfahren angegeben werden, welches sich auf die Theorie vom äquivalenten Erdkörper stützt.

§ 15. Der äquivalente Erdkörper. Nach der Theorie des Erddruckes im unendlichen Erdkörper, wirkt der Erddruck nur dann unter dem Reibungswinkel zur gedrückten Wand, wenn dieselbe mit einer Gleitfläche des Erdkörpers zusammenfällt. Im § 9 ist aber gezeigt, daß der Erddruck auf eine Wand, sofern sie einer Stütz- oder Futtermauer angehört, stets um den vollen Reibungswinkel von der Normalen zu derselben abweicht, und sind daher im allgemeinen die nach ersterer Theorie gefundenen Resultate entsprechend zu modifizieren, um sie praktisch brauchbar zu machen.

Wir wollen, um diesem Umstande Rechnung zu tragen, für den wahren, durch die Wand gestützten Erdkörper einen anderen mit ebener Oberfläche einführen, der auf sie nach der Theorie vom Erdprisma des größten Druckes in GröÙe und Richtung denselben Druck ausübt, wie nach der anderen Theorie und nun annehmen, daß dieser Erdkörper auch für den unter dem Reibungswinkel wirkenden Erddruck maßgebend sei. Der fragliche Erdkörper soll der äquivalente Erdkörper heißen. Bezeichnet

Fig. 24.



in Fig. 24:

K den Erddruck auf die Wand gemäß der Theorie vom unendlichen Erdkörper in kg pro Meter der Wand;

τ den Winkel von K mit der Horizontalen;

φ den natürlichen Böschungswinkel;

γ das Gewicht pro cbm der Erde in kg ;

z die eine Seite des gleichschenkligen Dreiecks, welches nach § 2 den Erddruck mißt, in Meter,

so folgt für K gemäß Gleichung 2

$$K = \frac{1}{2} \gamma \cdot \sin(90 - \tau) z^2 = \frac{1}{2} \gamma \cos \tau \cdot z^2, \text{ daher}$$

$$z = \sqrt{\frac{2K}{\gamma \cos \tau}} \quad \dots \dots \dots 38.$$

oder, wenn F in qm die Druckfläche für D ist,

$$z = \sqrt{\frac{2F}{\cos \tau}}.$$

Die diesem Werte von z entsprechende Terrainlinie findet man bei vertikaler Wandfläche leicht durch folgende Konstruktion: Man zieht die Böschungslinie AC unter dem $< \varphi$ zur Horizontalen und trägt an die Wand in A und B die Stellungslinien MA

und BH unter dem Winkel $\varphi + \tau$ an. Macht man nun $FA = BL = z$ und verbindet A mit L durch eine Gerade, so giebt diese die Richtung der Bruchfuge des äquivalenten Erdkörpers an. Der Schnittpunkt G des letzteren mit einer durch F zu AC gezogenen Parallelen bestimmt die Terrainlinie BC .

In dem Falle, daß die Wand mit der Horizontalen einen von 90° abweichenden Winkel bildet, hat man bei Konstruktion der Stellungslinien anstatt des Winkels τ , den Winkel einzuführen, welchen K mit der Normalen zur Wandfläche einschließt.

Auf dem Wege der Rechnung ergibt sich für die Terrainneigung δ des äquivalenten Erdkörpers, wenn der Winkel der Bruchfuge zur Horizontalen mit ω bezeichnet wird:

$$\tan \omega = \frac{L E}{h - z \cos (\varphi + \tau)}$$

[illegible]

Weiter hat man für $< \delta$

$$\tan \delta = \frac{GJ - NJ}{BN} = \frac{k \tan \omega - h}{k} = \tan \omega - \frac{h}{k};$$

$$k = a \cos \omega = \frac{\cos \tau \cdot \cos \omega}{\sin (\omega - \varphi)} z;$$

oder, weil in dem Dreiecke ABL das Verhältniß stattfindet:

$$\frac{z}{h} = \frac{\cos \omega}{\cos [\omega - (\varphi + \tau)]}; \quad k = h \cdot \frac{\cos \tau \cos^2 \omega}{\sin (\omega - \varphi) \cos [\omega - (\varphi + \tau)]}.$$

Demnach $\tan \delta = \tan \omega - \frac{\sin (\omega - \varphi) \cos [\omega - (\varphi + \tau)]}{\cos \tau \cos^2 \omega} 40.$

Was den Druck anlangt, den der äquivalente Erdkörper auf die Wand unter dem Reibungswinkel φ zur Normalen derselben ausübt, so bestimmt man denselben entweder auf graphischem Wege oder durch Rechnung. Nach Gleichung 13 hat man im letzteren

Falle: $K_1 = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\sqrt{1 + \tan^2 \varphi}}{[\sqrt{1 + \tan^2 \varphi} + \sqrt{2 \tan \varphi (\tan \varphi - \tan \delta)}]^2}.$

In dem Beispiele des vorigen Paragraphen ergab sich

$$\frac{dD}{ds} = K = 14,88. \gamma \quad \text{und} \quad \angle \tau = 10^\circ 26'; \cos \tau = 0,983.$$

Es folgt daher für den entsprechenden äquivalenten Erdkörper, da $\varphi = 33^\circ$ und $h = 9,02 \text{ m}$

$$\tan \omega = \frac{9,02}{\sin 43^{\circ} 26'} \sqrt{\frac{0,938}{2.14,88}} = \cot 43^{\circ} 26'$$

$$\tan \omega = 1,329; \quad \angle \omega = 53^\circ 2'.$$

Für den Neigungswinkel δ der Terrainfläche des äquivalenten Erdkörpers hat man daher:

$$\tan \delta = 1.329 - \frac{\sin 20^\circ 2' \cos 9^\circ 36'}{1.000000 - 0.500000}$$

$$\tan \delta = 1,329 - \frac{\sin 20^{\circ} 2' \cos 9^{\circ} 36'}{\cos 10^{\circ} 26' \cdot \cos^2 53^{\circ} 2'}$$

$$\tan \delta = 0,379; \quad \angle \delta = 20^\circ 45'.$$

Endlich folgt für den Erddruck K , des äquivalenten Erdkörpers:

$$K_1 = \frac{\gamma \cdot 9,02^2}{2} \cdot \frac{\sqrt{1 + 0,649^2}}{[\sqrt{1 + 0,649^2} + \sqrt{2 \cdot 0,649 (0,649 - 0,379)}]^2}$$

$K_1 = \gamma \cdot 15,25 \text{ kg pro Meter}$, während der Druck nach der Theorie des Erddruckes im unendlichen Erdkörper $K = \frac{dD}{ds} = \gamma \cdot 14,88 \text{ kg pro Meter}$ betrug.

Wenn der Erddruck zufolge letzterer Theorie normal zur Wandfläche gerichtet ist, und die Größe $\frac{dP}{dx} = \frac{\gamma y^2}{2} (1 - \sin \varphi)$ (vergl. Gleichung 27) hat, folgt für die Winkel ω

des Flügels verläuft die Oberfläche des äquivalenten Erdkörpers, gemäß Gleichung 42, unter dem Winkel $\delta = 27^\circ 28'$, $\tan \delta = 0,52 = \frac{1}{1,92}$, indem die Überschüttungshöhe größer als $0,545y$ ist, worin y die Höhe des Profils bedeutet. Die Terrainneigung von 1:1,92 ist nun auch für den unterschrittenen Teil beibehalten und auf Grund derselben die Druckfläche für das gegebene Flügelprofil nach § 7, Teil 1 konstruiert.

Abschnitt III.

Mittellinie des Druckes für Stützmauern, Futtermauern, Kai- und Sammelteichmauern.

§ 16. Allgemeines. Unter Stützmauer wollen wir im Folgenden eine Mauer verstehen, welche dem Drucke von aufgefülltem Boden ausgesetzt ist; unter Futtermauer dagegen eine vor gewachsenem, nicht zu Rutschungen geneigten Boden aufgeführte Mauer. Vor Felsen, die nur gegen Verwitterung, nicht aber gegen Ablösung einzelner Teile zu schützen sind, treten die Futtermauern nur als Verkleidungsmauern auf und können daher sehr schwach gehalten werden.

Grenzt die Mauer ein fließendes oder stehendes Gewässer gegen einen Erdkörper ab, so entsteht die Ufer- oder Kaimauer.

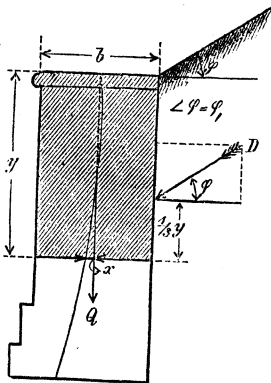
Schließt endlich eine Mauer ein Thal zum Zwecke der Wasseranstauung ab, hat sie also dieselbe Aufgabe wie ein Teichdamm, so nennt man sie eine Thalsperre oder Sammelteichmauer.

Betrachtet man den, über einer beliebigen Lagerfuge stehenden Teil einer der im Vorstehenden aufgeführten Mauern, so erkennt man, daß auf denselben an äußeren Kräften ein gewisser Seitendruck und das Eigengewicht des Mauerkörpers wirken. Bestimmt man nun den Durchschnittspunkt der Resultierenden aus letzteren Kräften mit der Lagerfuge und wendet dasselbe Verfahren auf die übrigen Lagerfugen der Mauer an, so hat man in dem Inbegriffe all dieser Durchschnittspunkte die sog. Mittellinie des Druckes, welche auch Stütz- oder Widerstandslinie genannt wird.

Aus der Lage der Mittellinie des Druckes zu den Begrenzungslinien des Mauerprofils kann man, wie im nächsten Abschnitte gezeigt werden wird, auf die Stabilität der Mauer schließen und ist daher ihre Ermittlung von besonderer Wichtigkeit.

§ 17. Analytische Bestimmung der Mittellinie des Druckes.

Fig. 26.



Die Festlegung der Mittellinie des Druckes kann entweder auf dem Wege der Rechnung, oder graphisch erfolgen. Das erstgenannte Verfahren ist im allgemeinen sehr umständlich, während das zweite stets in rascher und dabei leicht kontrollierbarer Weise zum Ziele führt. Es soll daher die analytische Methode nur im Prinzip an einem Beispiele gezeigt, die graphische dagegen speziell behandelt werden.

Es sei die Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer zu ermitteln, deren Profil ein lotrecht stehendes Rechteck. Bezeichnet Fig. 26:

b die Dicke der Mauer, in Meter;

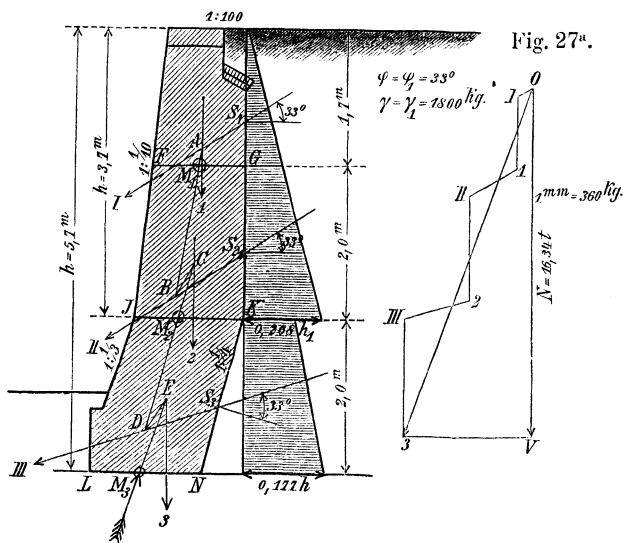
y die Höhe derselben über einer beliebigen Lagerfuge, in Meter;

jeder derselben, der Reihenfolge, Gröfse und Richtung der entsprechenden Kräfte nach in einer Figur zusammenträgt.

So ist z. B. das Kräftepolygon (Fig. 27*) aus den vollen Mittellinien der Lamellen gebildet, und war es hierbei nötig, die Mittellinien der Lamellen 1 des Mauerprofils und *I* der Druckfläche in dem Verhältnisse $\frac{1,7}{2}$ zu reduzieren, indem diese Lamellen 1,7 m Höhe haben, alle übrigen dagegen die von 2,0 m.

Die Druckfläche (Fig. 27) wurde unter der Annahme konstruiert, daß die Hinterfüllung der Stützmauer in der Oberfläche horizontal abgeglichen und der natürliche Böschungswinkel der Erde $\varphi = 33^\circ$ sei. Ferner wurde das Gewicht von 1 cbm Erde $\gamma = 1800 \text{ kg}$ gesetzt und das von 1 cbm Mauerwerk ebenso groß angenommen, also

Fig. 27.



Nachdem das Kräftepolygon verzeichnet, geht man zur Konstruktion des zugehörigen Druckpolygons in dem Mauerprofile über. Man hat zu dem Ende in den Angriffspunkten S_1, S_2, S_3 der einzelnen Erddrücke Normalen zur Wandfläche zu errichten und unter dem Reibungswinkel $\varphi_1 = 33^\circ$ zu denselben die Richtung der Erddrücke anzutragen. Die Punkte S_1, S_2, S_3 liegen mit den, leicht auf graphischem Wege zu bestimmenden Schwerpunkten der zugehörigen Lamellen der Druckfläche auf gleicher Höhe.

Die Zusammensetzung der Kräfte im Mauerprofile erfolgt nun, indem man aus dem Schnittpunkte A des Gewichtes der Lamelle 1 mit dem Erddrucke I eine Parallele AB zu \overline{OI} des Kräftepolygones zieht. Letztere giebt die Richtung der ersten Resultierenden an und liefert in ihrem Schnittpunkte M_1 mit der Lamellengrenze FG einen Punkt der Mittellinie des Druckes. Die Resultierende AB wird darauf mit dem Erddrucke II vereinigt, indem man $BC \parallel \overline{OI}$ zieht, und letztere Kraft mit dem Gewichte 2, sodafs $CD \parallel \overline{O2}$ ist. Der Durchschnittspunkt M_2 der Resultierenden CD mit der Lamellengrenze JK ist wieder ein Punkt der Mittellinie des Druckes. Setzt man noch mit CD den Erddruck III und das Gewicht 3 in der vorgedachten Weise zusammen, so ergiebt sich die Resultierende aller auf das Mauerprofil wirkenden Kräfte $EM_3 \parallel \overline{O3}$, und in dem Schnittpunkte M_3 derselben mit der Lamellengrenze LN der Durchgangspunkt der Mittellinie des Druckes in der Fundamentbasis.

Den Normaldruck anlangend, welcher auf die Basis pro Meter der Länge (normal zur Bildebene gemessen) wirkt, so ist dieser dem vertikalen Teile OV der Resultierenden $\overline{O3}$ (Fig. 27*) gleich. Um OV in Kilogrammen auszudrücken, ist der Maßstab des Kräftepolygones zu bestimmen. Letzteren findet man durch Ermittlung des Gewichtes einer beliebigen Lamelle und der dafür aufgetragenen Länge im Kräftepolygone. Die Lamelle No. 2 des Mauerprofiles hat z. B. das Gewicht 2.128.1800 kg und sind dafür 12,8 mm = $\overline{II'2}$ aufgetragen; mithin entspricht 1 mm des Kräftepolygones 360 kg. Für den Normaldruck N hat man sonach, da $OV = 45,4$ mm, $N = 45,4 \cdot 360 = 16\,344$ kg.

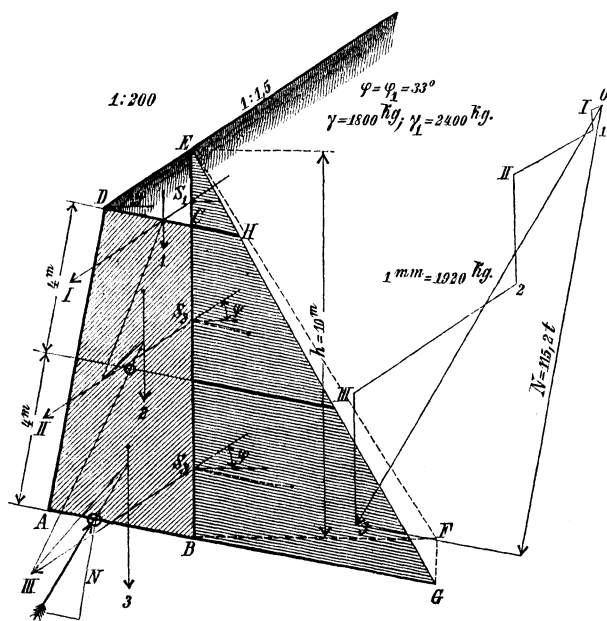
Allgemein folgt für den Maßstab des Kräftepolygons, wenn das Mauerprofil und die Druckfläche im Maßstabe $1:n$ gezeichnet, die Längen in Meter und die Gewichte in Kilogramm ausgedrückt sind, 1 mm des Kräftepolygons stellt $n \cdot \frac{\Delta h \cdot \gamma_1}{1000}$ kg dar. Im vorliegenden Falle ist $n = 100$, $\Delta h = 2$ m, $\gamma_1 = 1800$ kg, mithin sind für 1 mm des Kräftepolygons $100 \cdot \frac{2 \cdot 1800}{1000} = 360$ kg zu setzen, wie bereits gefunden.

Hat man nur $\frac{1}{m}$ der Mittellinien aufgetragen, so stellt 1 mm des Kräftepolygons $m \cdot n \cdot \frac{\Delta h \cdot \gamma_1}{1000}$ kg dar.

2. Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer mit geneigten Lagerfugen und trapezförmigem Profile. Das Mauerprofil habe die in Fig. 28 angegebenen Verhältnisse und sei in der Krone unter $1:1,5$ überschüttet. Ferner sei $\varphi_1 = \varphi = 33^\circ 40'$, $\gamma = 1800$ kg, $\gamma_1 = 2400$ kg (Gewicht des gewöhnlichen Bruchsteinmauerwerkes pro cbm) und werde angenommen, daß die Hinterfläche CB vertikal und die Lagerfugen normal zu der unter $1:1,5$ geböschten Vorderfläche AD stehen.

Nimmt man den über der Mauerkrone liegenden Erdkörper DCE als zum Mauerprofile gehörig an, so ergibt sich das auf Mauerwerk reduzierte Druckdreieck EFB , dessen Höhe $h = 10$ m und dessen Basis $BF = \frac{\gamma}{\gamma_1} \cos \varphi \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 0,832 h = 0,624 h$ ist. Von letzterem ist das Dreieck ECH auf den Erdkörper DCE und das darunter liegende Trapez $CHBF$ auf die Wandfläche CB zu rechnen.

Fig. 28.



Um nun das Mauerprofil und die Druckfläche in Lamellen einzuteilen, könnte man von der Kante CB ausgehen und aus den gleich weit von einander abstehenden Teilpunkten, im Profile Parallelen zu den Lagerfugen und in der Druckfläche Parallelen zu der Basis BF ziehen. Die so erhaltenen Lamellen des Profiles hätten aber eine andere Höhe als die der Druckfläche und könnten daher die Mittellinien derselben nicht direkt im Kräftepolygone zusammengesetzt werden. Es empfiehlt sich daher das Druckdreieck EBF durch Ziehung der Geraden $FG \parallel EB$ in ein anderes mit ihm flächengleiches EBG zu verwandeln, dessen Eckpunkt G auf der Verlängerung von AB liegt.

Die Parallelen zu den Lagerfugen teilen dann die Druckfläche und das Mauerprofil in Figuren gleicher Höhe.

In Fig. 28 ist eine Einteilung der letztgenannten beiden Flächen in je 2 Lamellen der Höhe $\Delta a = 4$ m und je 1 Lamelle der Höhe $\Delta a_1 = 1,9$ m vorgenommen. Einschließlich des auf der Mauerkrone stehenden Erdkörpers CDE und des dazu gehörigen Druckdreiecks CEH sind daher 3 Gewichte und 3 Erddrücke bei der Konstruktion des Kräftepolygons zu berücksichtigen.

Die Erddrücke *II* und *III*, sowie die Gewichte 2 und 3 wurden ihrer Größe nach in letzterem durch die, parallel zu den Lagerfugen gemessenen Mittellinien der betreffenden Lamellen dargestellt. Für den Erddruck *I* und das Gewicht 1 mußten jedoch die Mittellinien der entsprechenden Dreiecke *CDE* und *CEH* reduziert werden, indem die normal auf *CD* stehende Höhe dieser Dreiecke $= \Delta a_1 = 1,9$ m beträgt, während die Höhe der übrigen Lamelle $= \Delta a = 4$ m ist; ferner mußte für den Erdkörper *CDE* ein Mauerwerkskörper eingeführt werden. Demgemäß wurde gesetzt:

$$\text{Erddruck } \overline{OI} = \frac{\Delta a_1}{\Delta a} \cdot \frac{CH}{2} = \frac{1,9}{4} \cdot \frac{1,2}{2} = 0,285 \text{ m}$$

$$\text{Gewicht } \overline{II} = \frac{\gamma}{\gamma_1} \frac{\Delta a_1}{\Delta a} \frac{DC}{2} = \frac{1800}{2400} \cdot \frac{1,9}{4} \cdot \frac{2,4}{2} = 0,427 \text{ m.}$$

Die Angriffspunkte der Erddrücke *I*, *II* und *III* werden durch die Schnittpunkte *S*₁, *S*₂, *S*₃ bestimmt, welche die durch die zugehörigen Lamellenschwerpunkte gehenden Parallelen zu den Lagerfugen mit der Linie *EB* haben. Auf Grund des Kräftepolygones wurde das Druckpolygon in dem Mauerprofile nach den, zu Anfang dieses Paragraphen gegebenen Regeln konstruiert und ergab sich so die durch Kreise markierte Mittellinie des Druckes.

Für den Maßstab des Kräftepolygones ergibt sich im vorliegenden Falle, da die Fig. 28 in 1:200 gezeichnet ist:

$$1 \text{ mm entspricht } \frac{n \cdot \Delta a \cdot \gamma_1}{1000} = \frac{200 \cdot 4 \cdot 2400}{1000} = 1920 \text{ kg.}$$

3. Mittellinie des Druckes für eine Kaimauer. Die Kaimauer habe das in Fig. 11 auf Tafel I dargestellte Profil und bestehe aus Ziegelmauerwerk, dessen Lagerfugen normal zu der unter 1:1/3 geböschten Vorderfläche stehen. Der natürliche Böschungswinkel der Hinterfüllungserde φ und der Reibungswinkel φ_1 an der hinteren Wandfläche seien $= 20^\circ = \varphi = \varphi_1$; ferner betrage das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk $\gamma_1 = 1600$ kg, desgl. von 1 cbm Erde $\gamma = 1800$ kg.

Den vorstehenden Annahmen gemäß hat man für die Druckflächen des Wasser- und Erddruckes das Folgende:

I. Druckfläche für den Wasserdruck. Der auf der Vorderfläche *FE* lastende Wasserdruck wirkt normal zu derselben und wird durch ein rechtwinkliges Dreieck der Katheten *FE* und *GE* = der Wassertiefe *t* dargestellt. Letzteres Dreieck ist auf Mauerwerk zu reduzieren und zu dem Ende die Kathete *EG* (da 1 cbm Wasser 1000 kg wiegt) in dem Verhältnisse $\frac{1}{1,6}$ zu verkleinern = *EG'*. Das so bestimmte Dreieck *EEG'* bildet die auf Mauerwerk reduzierte Druckfläche des Wasserdruckes.

II. Druckfläche für den Erddruck. Für den oberen, unter 1:1/3 geböschten Teil der hinteren Wandfläche wird der Erddruck durch ein Dreieck der Höhe *JB* = *h*₁ und der auf Mauerwerk reduzierten Basis $\frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \varepsilon \cdot h_1 = \frac{9}{8} \cdot 0,58 \cdot h_1 = BH$ veranschaulicht. Dieses Dreieck verwandelt man, in Rücksicht auf die Lamellenteilung parallel zu den Lagerfugen, in ein flächengleiches *LBK*, dessen Eckpunkt *K* auf der Verlängerung der Lagerfuge *QB*, und dessen Spitze auf der durch *C* zu *QB* gezogenen Parallelen liegt. Der entsprechende Erddruck *I* greift im unteren Drittel von *CB* an und schließt mit der Normalen der Wandfläche den Winkel $\varphi = 20^\circ$ ein.

Im unteren, senkrecht stehenden Teile der Hinterwand wird die Druckfläche für den Erddruck durch ein Trapez *BMNA* gebildet, welches, auf Mauerwerk reduziert, die parallelen Seiten $BM = \frac{9}{8} 0,42 h_1$ und $AN = \frac{9}{8} 0,42 h$ hat. Der Lamellenteilung parallel zu den Lagerfugen wegen, verwandeln wir dieses Trapez in ein flächengleiches

$AOPB$, indem wir die Lagerfugen EA und QB verlängern und die Geraden MP und $ON \parallel AB$ ziehen.

Der zugehörige Erddruck II schließt mit der Normalen zu AB den Winkel $\varphi = 20^\circ$ ein und greift im Punkte S_2 der Wandfläche an, welcher auf der durch den Schwerpunkt des Trapezes $AOPB$ zu AO gezogenen Parallelen liegt.

Kräftepolygon. Teilt man das Profil durch die Lagerfuge QB in zwei Lamellen der Höhen $\Delta a = EQ$ und $\Delta a_1 = QD'$ und wählt für die Druckflächen dieselbe Teilungslinie, so ergibt sich für das Kräftepolygon, wenn die Kräfte durch die vollen, parallel zu den Lagerfugen gemessenen Mittellinien der entsprechenden Lamellen dargestellt werden (Fig. 11^a auf Tafel I):

$$\text{Erddruck} \quad \overline{OI} = \frac{\Delta a_1}{\Delta a} \cdot \frac{BK}{2} = \frac{4,2}{3,4} \frac{BK}{2} = 0,618 BK$$

$$\text{desgl.} \quad \overline{III} = \frac{1}{2} (AO + BP)$$

$$\text{Wasserdruck} \quad \overline{II_0} = \frac{1,6}{3,4} \frac{RQ}{2} = 0,235 RQ$$

$$\text{desgl.} \quad \overline{II II_0} = \frac{1}{2} (QR + EG')$$

$$\text{Mauergewicht} \quad \overline{I_0 I} = \frac{1}{2} (D'C' + QB) \cdot \frac{4,2}{3,4} = 0,618 (D'C' + QB)$$

$$\text{desgl.} \quad \overline{II_0 I_2} = \frac{1}{2} (EA + QB).$$

Für den Maßstab des Kräftepolygons folgt:

$$1 \text{ mm entspricht } \frac{200 \cdot 3,4 \cdot 1600}{1000} = 1088 \text{ kg.}$$

Die Konstruktion der Mittellinie des Druckes erfolgt auf Grund des vorstehenden Kräftepolygons nach den früher gegebenen Regeln. In den Lagerfugen QB und EA ist dieselbe durch umkreiste Punkte markiert.

4. Mittellinie des Druckes für eine Sammelteichmauer (Thalsperre). Es sei in das auf Tafel I, Fig. 12 dargestellte Profil einer Sammelteichmauer die Mittellinie des Druckes das eine Mal unter Annahme eines gefüllten und das andere Mal eines leeren Thalbeckens einzuzichnen.

I. Das Thalbecken ist gefüllt. Ein beliebiges Flächenelement der vom Wasser benetzten Mauerfläche, welches ds Meter Breite und 1 m Länge (normal zur Bildebene gemessen) hat, erleidet in y Meter Tiefe unter dem Wasserspiegel den Normaldruck

$$dN = 1000 \cdot ds \cdot y \text{ kg.}$$

Bildet das Element mit der Horizontalen den Winkel α , so kann man hierfür schreiben

$$dN = 1000 \cdot ds \sin \alpha \cdot \frac{y}{\sin \alpha} = 1000 \cdot dy \cdot \frac{y}{\sin \alpha}.$$

Der Wert $\frac{y}{\sin \alpha}$ läßt sich leicht konstruieren, indem man auf dem Elemente eine Normale der Länge $y = QL$ errichtet, durch L eine Horizontale zieht und QR normal zu QL legt; alsdann ist $LR = \frac{y}{\sin \alpha}$.

Der Wasserdruck, welcher in der Tiefe y unter dem Wasserspiegel auf ein Wandelement der Vertikalprojektion dy und Länge = 1 m (normal zur Bildebene gemessen) wirkt, kann mithin durch ein Rechteck dargestellt werden, dessen Höhe dy und dessen Länge $\frac{y}{\sin \alpha}$ ist.

Stellt man den Wasserdruck für sämtliche Elemente der gedrückten Wandfläche in der vorstehenden Weise dar, so entsteht die Druckfläche FDH . Um letztere dem

Mauerprofile gleichwertig zu machen, sind ihre Breiten im Verhältnisse $\frac{1000}{\gamma_1}$ zu reduzieren, worin γ_1 das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk in Kilogramm bezeichnet. Die entsprechende, auf Mauerwerk reduzierte Druckfläche $F D H'$ und das Mauerprofil teilt man durch dieselben Horizontallinien in eine bestimmte Anzahl gleich hoher Lamellen, wobei man die Höhe zweckmäßig so wählt, daß sich dieselben mit genügender Genauigkeit als Trapeze betrachten lassen. Die horizontalen Mittellinien der Lamellen messen dann die einzelnen Wasserdrücke bzw. Mauergewichte und kann man die Richtungen der Wasserdrücke als normal zu den bezüglichlichen Trapezseiten FJ , JL u. s. w. ansehen. Als Angriffspunkte der Wasserdrücke kann man die Punkte S_1 , S_2 u. s. w. letzterer Trapezseiten betrachten, welche mit den Schwerpunkten der zugehörigen Lamellen der Druckfläche auf gleicher Höhe liegen.

Den vorstehenden Angaben entsprechend ist das Kräftepolygon Fig. 12^a auf Taf. I in der Weise konstruiert, daß die halben Mittellinien der einzelnen Lamellen für die betreffenden Kräfte aufgetragen wurden. Die Mittellinie der obersten Lamelle der Thalsperre mußte dabei im Verhältnisse $\frac{\Delta h_1}{\Delta h} = \frac{1,8}{1,5}$ reduziert werden, um sie auf die Einheit der übrigen zu bringen.

Für den Maßstab des Kräftepolygones hat man, da Fig. 12 in 1:1000 gezeichnet und eine Ausführung der Thalsperre in Bruchsteinmauerwerk von $\gamma_1 = 2400 \text{ kg}$ angenommen wurde,

$$1 \text{ mm entspricht } m \cdot \frac{n \cdot \Delta h \cdot \gamma_1}{1000} = 2 \cdot \frac{1000 \cdot 15 \cdot 2400}{1000} = 72000 \text{ kg.}$$

Mit Hilfe des Kräftepolygones wurde das Druckpolygon im Mauerprofile verzeichnet und ergaben sich so die auf den einzelnen Lamellengrenzen umkreisten Punkte der Mittellinie des Druckes.

Einfacher als im vorliegenden Falle wird die Konstruktion der Mittellinie des Druckes, wenn die vom Wasser benetzte Fläche der Sammelteichmauer eine Ebene ist. Die Druckfläche wird alsdann durch ein Dreieck gebildet und haben die sämtlichen Wasserdrücke die gleiche Richtung.

II. Das Thalbecken ist leer. Es kommt in diesem Falle darauf an, die Punkte zu finden, in welchen die Schwerlinien der über den einzelnen Lagerfugen stehenden Mauerwerkskörper die zugehörigen Lagerfugen schneiden.

Für die Lagerfuge JR des gegebenen Mauerprofiles (Fig. 12 auf Tafel I) ist der Ort der Mittellinie des Druckes direkt in dem Schnittpunkte des Gewichtes 1 mit dieser Fuge gegeben; für die Lagerfugen LM und AD hat man dagegen erst die Mittelkräfte aus den Lamellengewichten 1 und 2, bzw. 1, 2 und 3 zu bilden. Letztere findet man, indem man die Gewichte 1, 2 und 3 auf einer Vertikalen in ihrer Reihenfolge abträgt (Fig. 12^b) und nun unter Annahme eines beliebigen Poles O das Seilpolygon $TUVWS$ der Lamellengewichte konstruiert.

Die Mittelkraft aus 1 und 2 geht dann durch den Schnittpunkt, welchen die, an die Schwerlinie 2 grenzende Polygonseite VW in ihrer Verlängerung mit der Richtung TX der ersten Polygonseite hat, während die Mittelkraft aus den Gewichten 1, 2 und 3 durch den Schnittpunkt der verlängerten Seiten SW und TU verläuft.

Für die Darstellung der Lamellengewichte 1, 2 und 3 wählt man am einfachsten die für diese Gewichte im Kräftepolygone Fig. 12^a verzeichneten Längen.

Der den einzelnen Mittelkräften auf den Lagerfugen KJ , LM und AD entsprechende Ort der Mittellinie des Druckes ist durch umkreiste Punkte angedeutet.

Abschnitt IV.

Stabilität der Stütz- und Futtermauern.

§ 19. Verteilung des Druckes über die Lagerfugen. Die Normalpressung, welche die resultierende Druckkraft für die Quadrateinheit in der zugehörigen Lagerfuge (bezw. der Fundamentsohle) einer Stütz- oder Futtermauer hervorbringt, hängt nicht allein von der GröÙe und Richtung dieser Kraft, sondern zugleich von der Lage des Angriffspunktes in Bezug auf die gedrückte Fläche ab.

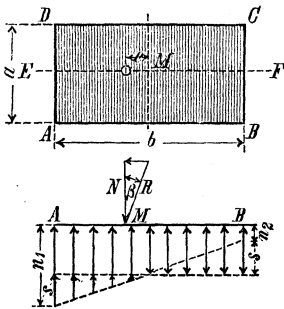
Bildet die Lagerfläche ein Rechteck $ABCD$ Fig. 29 der Dimensionen $AB = b$, $AD = a$, ist ferner:

R die auf die Lagerfläche wirkende Druckkraft,

β der Winkel, welchen R mit der Normalen zur Lagerfläche einschließt, so kommt auf letztere der Normaldruck:

Fig. 29.

$$N = R \cos \beta \text{ und der Schub } S = R \sin \beta.$$



Liegt nun der Angriffspunkt von R auf der Symmetrieachse $EF \parallel AB$ in der Entfernung e vom Mittelpunkte M des Rechtecks, so kann man N ersetzen durch eine Einzelkraft N , welche in M angreift, und das Kräftepaar N, N mit dem Hebelarme e . Erstere bringt für die Quadrateinheit des Rechtecks eine gleichmäßige Druckspannung hervor, während das Kräftepaar eine Biegungsspannung erzeugt, welche an der Kante AD in einer Druckspannung der GröÙe s für die Quadrateinheit und an der Kante CB in einer Zugspannung der GröÙe s besteht.

Für s gilt, wenn J das Trägheitsmoment des Rechtecks in Bezug auf die durch M gehende, zu AD parallele Achse bezeichnet:

$$Ne = \frac{s}{\frac{1}{2}b} J = \frac{1}{6} \cdot a b^2 s, \text{ mithin } s = 6 \cdot \frac{e}{a b^2} N.$$

Die Normalpressung an der Kante AD beträgt demnach für die Quadrateinheit:

$$n_1 = s + \frac{N}{ab} = \frac{N}{ab} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right), \quad \dots \quad 46.$$

an der Kante CB dagegen

$$n_2 = -s + \frac{N}{ab} = \frac{N}{ab} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad \dots \quad 47.$$

Da nun die Biegungsspannungen von der Kante AD nach CB gemäß einer durch M gehenden Geraden abnehmen, so bildet die graphische Darstellung der normalen Reaktionskräfte ein gerades über $ABCD$ stehendes Prisma, welches durch eine Ebene so abgeschnitten ist, daß die durch A und D gehenden Kanten die Länge n_1 , die durch C und B gehenden dagegen die Länge n_2 haben.

Der Inhalt dieses Prismas ist: $\frac{1}{2} (n_1 + n_2) \cdot ab = N$ und der Schwerpunkt desselben liegt in der durch den Angriffspunkt von R gehenden Normalen der Lagerfläche $ABCD$.

Die Pressung an der Kante CB wird nach Gleichung 47 gleich Null, wenn

$$1 - \frac{6e}{b} = 0, \text{ mithin: } e = \frac{b}{6},$$

d. h. wenn der Angriffspunkt der Druckkraft R um $\frac{1}{3} b$ von der Vorderkante absteht.

Der trapezförmige Vertikalschnitt des Druckprismas reduziert sich in diesem Falle auf ein rechtwinkliges Dreieck, dessen vertikal stehende Kathete den Wert $AE = \frac{2N}{ab}$ hat (Fig. 30).

Die Kantenpressung bei A ist demnach doppelt so groß als die Pressung, welche die Kraft N erzeugen würde, wenn sie im Schwerpunkte des Rechtecks ihren Angriffspunkt hätte.

In dem Falle, daß eine Futter- oder Stützmauer kein Rechteck im Schnitt parallel mit den Lagerfugen bildet, oder daß der Angriffspunkt von R auf keiner Symmetrieachse liegt, hat man den sog. Kern der gegebenen Lagerfläche zu konstruieren, um zu wissen, bei welcher Lage des Angriffspunktes der Druckkraft noch in der ganzen Lagerfläche Druckspannung vorhanden ist.

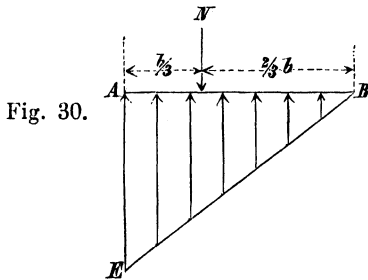


Fig. 30.

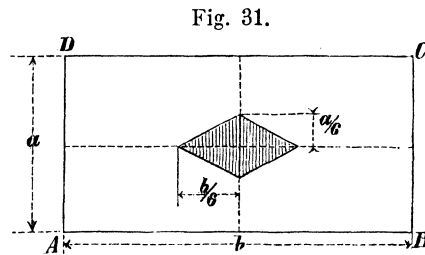


Fig. 31.

Für ein Rechteck wird bekanntlich der Kern, durch einen Rhombus (Fig. 31) gebildet, dessen Ecken auf den Symmetrieachsen in den Entfernungen $\frac{1}{6}b$ bzw. $\frac{1}{6}a$ vom Mittelpunkt des Rechtecks liegen. So lange nun der Angriffspunkt innerhalb des Rhombus liegt, findet an jedem Punkte des Rechtecks nur Druckspannung statt, liegt der Angriffspunkt auf der Umfangsline des Rhombus, so haben bestimmte Flächenelemente die Pressung Null, liegt er dagegen außerhalb, so treten in einem Teile der Lagerfläche Zugspannungen auf.

Will man also Zugspannungen in den Lagerflächen der Mauern vermeiden, so muß man denselben ein solches Profil geben, daß der Angriffspunkt der auf eine Lagerfläche wirkenden Kraft innerhalb des Kernes der Lagerflächen liegt. Bei rechteckigen Lagerflächen heißt dieses, daß der Angriffspunkt innerhalb des **mittleren Drittels** der Fugen liegen muß.

Nachdem in dieser Weise die Verteilung des vertikalen Teiles der Druckkraft R bestimmt, ist noch die des horizontalen zu untersuchen.

Sobald in der gegebenen Lagerfuge der Grenzstand des Gleichgewichtes in Bezug auf Verschiebung des darüber stehenden Mauerkörpers vorhanden, das ist $\beta = \varphi_1$, sind die Schubspannungen der einzelnen Flächenelemente proportional den zugehörigen Normalspannungen anzunehmen, indem dieselben durch die Reibung von einem Mauersteine auf den anderen übertragen werden. Ist aber Winkel $\beta < \varphi_1$, so ist jede Verteilung des Schubes möglich, bei welcher die auf ein beliebiges Flächenelement wirkende schiefe Pressung unter keinem größeren Winkel als φ_1 wirkt und die Mittelkraft aus all diesen schiefen Pressungen $= R$ (in Größe und Richtung) ist. Es dürfte sich indessen auch im letzteren Falle empfehlen, vorausgesetzt, daß die Lagerfläche eine Ebene, die einzelnen Schubspannungen proportional dem entsprechenden Normaldrucke anzunehmen. Bei dieser Voraussetzung haben die Totalpressungen der einzelnen Flächenelemente parallele Richtung, welche Richtung zum Hauptdrucke R parallel sein muß, damit das Gleichgewicht möglich sei.

steht, dagegen nach einem Paralleltrapeze, wenn sie weiter innerhalb auf dem mittleren Drittel liegt.

Man hat auch wohl nur verlangt, daß die Pressung an der Vorderkante der Mauer den zulässigen Wert nicht überschreite.

Diese Berechnungsweise ist indessen nicht zu empfehlen, da einerseits bei einer geringen, nicht vorgesehenen Vergrößerung des Erddrucks Pressungen in der Mauer auftreten würden, welche das zulässige Maß überschritten, andererseits in einem bestimmten Teile der Mauer im allgemeinen Zugspannungen entstehen würden.

In nachfolgender Tabelle sind die Druckfestigkeiten einiger Arten von Bruchsteinen und Mörtel zusammengestellt.

Lauf. No.	Material.	Druckfestigkeit kg pro qcm.
1	Gewöhnliche Ziegel	75—85
2	Hintermauerungsziegel, wie sie in Berlin üblich sind	150—260
3	Bessere Ziegelsteine desgl.	220—340
4	Klinker desgl.	300—510
5	Kalkstein	100—1000
6	Sandstein	150—1500
7	Granit	800—1600
8	Reiner Cement	260—390
9	Cementmörtel:	
	1 Teil Cement, 1 Teil Sand	170—290
	1 " " 2 " "	140—240
	1 " " 3 " "	100—150
10	Kalkmörtel	30—60
11	Beton:	
	1 Teil Cement, 3 Teile Sand, 6 Teile Kies . .	140
	1 " " 4 " " 8 " " . . .	120
	1 " " 5 " " 10 " " . . .	90

Als zulässige Beanspruchung der vorstehenden Materialien auf Druck nimmt man in der Praxis ca. $\frac{1}{10}$ und für diejenige auf Zug $\frac{1}{70}$ bis $\frac{1}{100}$ der Druckfestigkeit an.

Die Zerdrückungsfestigkeit des Mauerwerkes beträgt nach den Versuchen des Dr. Böhme in Berlin etwas weniger oder mehr als die Hälfte der Druckfestigkeit des Steinmaterials. Hinsichtlich der Mörtel im Mauerwerke giebt Dr. Böhme an, daß die mit Kalkmörtel hergestellten Mauerteile eine 6 bis 10fach größere Festigkeit besitzen, als der Mörtel in Würfelform aufweist; die in Cementmörtel 1 Cement, 7 Kalk und 16 Sand ausgeführten Mauerteile eine 2 bis 3fach größere Festigkeit; in Cementmörtel 1:6 eine ebenso große und in Cementmörtel 1:3 eine erheblich geringe Festigkeit, besonders wenn die Mauerteile trocken bleiben.

Nach den Bestimmungen des Polizeipräsidiums in Berlin werden daselbst als zulässige Belastungen angenommen für

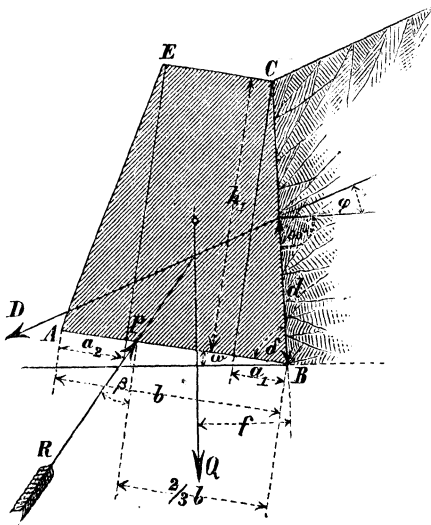
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel .	8	kg pro qcm
Besseres Ziegelmauerwerk in Cementmörtel . .	11	" " "
Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel . .	14	" " "

Weiter kann man als zulässige Belastung annehmen für:

Mauerwerk aus Bruchsteinen	10—15	" " "
Mauerwerk aus Sandsteinquadern	15—25	" " "
Fundierung auf festem Sande, Kies u. dergl. .	5—7	" " "
Fundierung auf mildem Felsen	10	" " "

§ 21. Dimensionen einer Stützmauer, wenn die Mittellinie des Druckes durch das vordere Drittel der Basis gehen soll. Wir setzen ein trapezförmiges Profil der Mauer voraus und bezeichnen mit (Fig. 33):

Fig. 33.



- b die Breite der Basis des gegebenen Paralleltrapezes, in Meter;
 h_1 die Höhe desselben, in Meter;
 a_1 die Ausladung der Hinterseite CB , in Meter;
 a_2 dieselbe für die Vorderseite AE , in Meter;
 δ den Winkel der Hinterseite CB mit der Basis AB ;
 ω den Winkel der Basis AB mit der Horizontalen;
 Q das Gewicht der Mauer für 1 m Länge, normal zur Bildebene, in kg;
 D den Erddruck für dieselbe Länge, in kg;
 R die Mittellinie aus D und Q , in kg;
 β den Winkel der Mittellinie mit der Normalen zur Basis;
 f den Hebelarm von Q in Bezug auf B als Drehpunkt, in Meter;

d den Abstand des Angriffspunktes der Kraft D von B , in Meter;

φ den natürlichen Böschungswinkel;

γ_1 das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk, in kg.

Damit nun Gleichgewicht in Bezug auf den Punkt B vorhanden sei, muß die Gleichung gelten:

$$R \cos \beta \cdot \frac{2}{3} b = (D \cos \varphi) \cdot d + Q \cdot f, \text{ oder da}$$

$$R \cos \beta = D \cos (\delta - \varphi) + Q \cos \omega$$

$$[D \cos (\delta - \varphi) + Q \cos \omega] \frac{2}{3} b = D \cdot d \cos \varphi + Q f \quad . \quad . \quad . \quad 52.$$

Für Q hat man $Q = \gamma_1 \cdot \frac{h_1}{2} (2b - a_1 - a_2)$ und für Qf , wenn man die Einzelmomente des Trapezes bildet:

$$Qf = \gamma_1 \cdot \frac{a_1 h_1}{2} \left(\frac{2}{3} a_1 \cos \omega - \frac{h_1}{3} \sin \omega \right) + \\ \gamma_1 \cdot (b - a_1 - a_2) h_1 \left[\left(a_1 + \frac{b - a_1 - a_2}{2} \right) \cos \omega - \frac{h_1}{2} \sin \omega \right] + \\ \gamma_1 \cdot \frac{a_2 h_2}{2} \left[\left(b - \frac{2}{3} a_2 \right) \cos \omega - \frac{h_1}{3} \sin \omega \right];$$

oder nach gehöriger Reduktion:

$$Qf = \gamma_1' \cdot \frac{h_1}{2} \cos \omega \left[b^2 - b(a_2 + h_1 \tan \omega) + \frac{a_2^2 - a_1^2}{2} + \frac{2}{3} h_1 (a_1 + a_2) \tan \omega \right].$$

Setzt man die Werte für Q und Qf in Gleichung 52, so erscheint:

$$\frac{2}{3} b \left[D \cos (\delta - \varphi) + (2b - a_1 - a_2) \cdot \frac{\gamma_1 h_1 \cos \omega}{2} \right] = D d \cos \varphi + \\ - \frac{\gamma_1 \cdot h_1 \cos \omega}{2} \left[b^2 - b(a_2 + h_1 \tan \omega) + \frac{a_2^2 - a_1^2}{2} + \frac{2}{3} h_1 (a_1 + a_2) \tan \omega \right].$$

Die Auflösung letzter Gleichung nach b giebt:

$$\left. \begin{aligned} b^2 + \left(a_2 - 2a_1 + 3h_1 \tan \omega + \frac{4D \cos (\delta - \varphi)}{\gamma_1 h_1 \cos \omega} \right) \cdot b \\ = a_2^2 - a_1^2 + 2h_1 (a_1 + a_2) \tan \omega + \frac{6D d \cos \varphi}{\gamma_1 h_1 \cos \omega} \end{aligned} \right\} \quad . \quad . \quad . \quad 53.$$

daher
$$x = \frac{2}{3 \cdot s} D \sin \varphi + \frac{2}{3 \cdot s} \gamma_1 b h$$

$$(D \sin \varphi + \gamma_1 b h)(b - x) = \frac{h}{3} D \cos \varphi + \frac{\gamma_1}{2} b^2 h.$$

Führt man in vorstehende Gleichung den Wert von x ein und reduziert auf b , so ist das Resultat:

$$b^2 + \left(\frac{2 D \sin \varphi}{\gamma_1 h} \right) b = \frac{2 D}{\gamma_1 h \left(1 - \frac{4 \gamma_1 h}{3 s} \right)} \left(\frac{h}{3} \cos \varphi + \frac{2 D}{3 s} \sin^2 \varphi \right) \quad . \quad . \quad . \quad 58.$$

Hiernach ergibt sich für eine Stützmauer des oben genannten Profiles, sofern $\varphi = 33^\circ$; also $\sin \varphi = 0,545$; $\cos \varphi = 0,839$; $D = 0,134 \gamma h^2$:

$$b^2 + 2 \left(0,073 \frac{\gamma_1 h}{\gamma_1} \right) b = \left\{ \frac{0,268}{1 - \frac{4 \gamma_1 h}{3 s}} \right\} \frac{\gamma}{\gamma_1} h^2 \cdot (0,279 + 0,026 \cdot \frac{\gamma}{s} \cdot h)$$

$$b = -0,073 \cdot \frac{\gamma h}{\gamma_1} + h \sqrt{\left(0,073 \frac{\gamma}{\gamma_1} \right)^2 + \left\{ \frac{0,268}{1 - \frac{4 \gamma_1 h}{3 s}} \right\} (0,279 + 0,026 \frac{\gamma}{s} h) \cdot \frac{\gamma}{\gamma_1}} \quad . \quad . \quad 59.$$

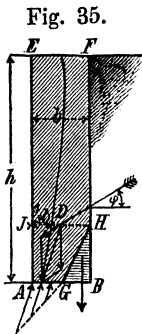


Fig. 35.

Setzt man noch $h = 10$ m, $\gamma_1 = \gamma = 1600$ kg, $s = 80000$ kg für das Quadratmeter, so folgt:

$$b = -0,73 + 10 \sqrt{0,005 + 0,366 (0,279 + 0,005)};$$

$$b = 2,57 \text{ m} = 0,257 h;$$

$$x = \frac{2}{3 \cdot 80000} (0,134 \gamma h^2 \sin \varphi + \gamma_1 b h).$$

$$= \frac{1}{120000} (0,134 \cdot 1600 \cdot 100 \cdot 0,545 + 1600 \cdot 10 \cdot 2,57);$$

$$x = 0,44 \text{ m} \text{ oder } x = \frac{1}{5,85} b.$$

Von der Basis der Mauer (Fig. 35) nimmt im vorliegenden Falle nur der Teil $AG = 3,044 = 1,32$ m an der Druckübertragung Teil, während $GB = 2,57 - 1,32 = 1,25$ m die Pressung Null hat.

Berechnet man für die über AB liegenden Lagerfugen ebenfalls die Druckgrenze, so ergibt sich die Kurve GH , welche von der Mauer den Körper GHB abschneidet, der keine Druckspannungen in den Lagerfugen erleidet. Dieser Körper wirkt auf die Mauer ebenso, wie ein aus der Wandfläche GH hervorstehender Balken, welcher außer durch sein Eigengewicht durch den auf HB wirkenden Erddruck ΔD belastet ist. In dem unter der Lagerfuge JH liegenden Teile der Mauer treten daher Biegungsspannungen auf.

Der Vergleich des vorstehenden Profiles mit einem anderen von rechteckiger Form, bei welchem die Mittellinie des Druckes unter sonst gleichen Verhältnissen durch das vordere Drittel der Basis geht, ergibt in Bezug auf die erforderlichen Profilflächen, wenn die Fläche des ersteren mit F_1 , die des letzteren mit F_2 bezeichnet wird:

$$\frac{F_1}{F_2} = \frac{0,257 h^2}{0,350 h^2} = \frac{1}{1,36}.$$

Der Materialaufwand für die Mauer ist also in dem Falle, in welchem die Mittellinie des Druckes durch das vordere Drittel der Basis geht, 1,36 mal so groß als im ersten; jedoch ist aus den früher angegebenen Gründen das Profil der Fläche F_1 für die Ausführung nicht zu empfehlen.

§ 23. Zweckmäßige Anordnung des Profiles einer Stütz- oder Futtermauer.

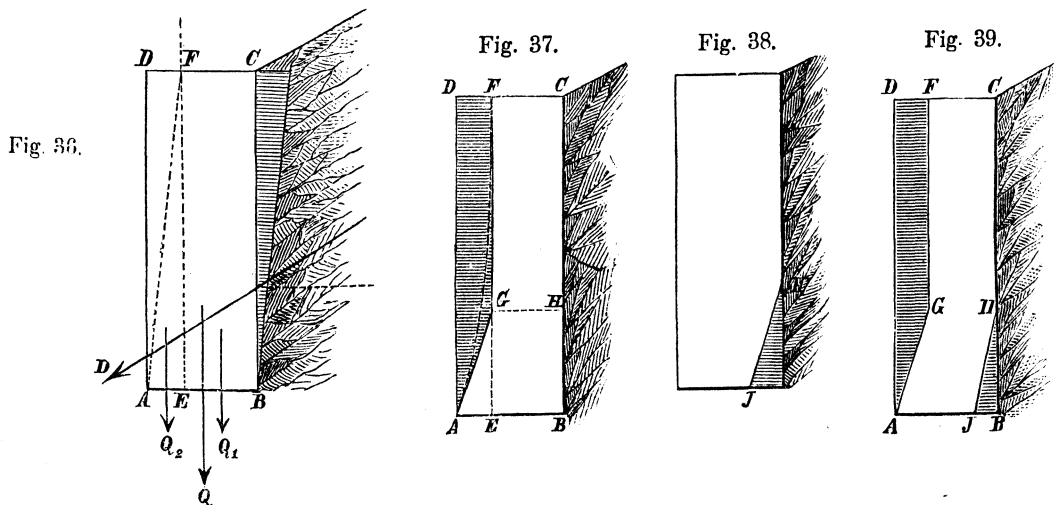
Die Anordnung des Profiles einer Stütz- oder Futtermauer kann nicht allein nach rein theoretischen Grundsätzen erfolgen, indem einerseits die atmosphärischen Einflüsse und die Lagerhaftigkeit der verwandten Bausteine eine Minimalstärke der Mauer bedingen, andererseits die Raumersparung, welche durch die Anlage der Mauer erzielt werden soll, gewisse Grenzen für den Anlauf der Seitenflächen festsetzt. Unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse und der Grundsätze, welche im Vorhergehenden über die Stabilität entwickelt sind, wird man natürlich dem Profile den Vorzug geben, welches den geringsten Materialaufwand für die Mauer erfordert, welches also, gleichen Arbeitslohn für die Ausführung vorausgesetzt, die geringste Fläche hat. — Um die Bestimmung dieser Profilform zu erleichtern, wollen wir im Nachfolgenden den Einfluß ermitteln, welchen die einzelnen Mauerelemente auf die Stabilität der ganzen Mauer haben.

Bildet die Mauer im Querschnitte ein lotrecht stehendes Rechteck $ABCD$ (Fig. 36), dessen Dimensionen so bestimmt sind, daß die Mittellinie des Druckes die Basis AB in einem Punkte E schneidet, der von A um $\frac{1}{3} AB$ absteht, so hat das Gewicht Q_2 des Mauerteiles, welcher links von der durch E gehenden Vertikalen EF liegt, dieselbe Drehrichtung in Bezug auf E wie der Erddruck, während das Gewicht Q_1 des rechts von EF liegenden Mauerstückes im entgegengesetzten Sinne dreht.

Die Stabilität der Mauer wird man daher erhöhen, wenn man das Moment von Q_2 verkleinert, dagegen das von Q_1 vergrößert. Die Mittel hierzu sind verschiedener Art.

Das einfachste ist wohl, wenn man das Profil um E als Drehpunkt nach hinten so weit dreht, daß der Schwerpunkt desselben noch auf eine genügende Länge unterstützt ist.

Ein anderes Mittel besteht darin, daß man von dem Profile $ABCD$ das Dreieck ADF abschneidet und dasselbe an der Hinterfläche wieder anbringt.



Will man Q_2 verkleinern, Q_1 aber konstant lassen, so erreicht man dieses dadurch, daß man das Dreieck ADF abschneidet, sodafs eine Stützmauer mit geböschter Vorderfläche entsteht. Noch mehr erspart man an Material unter gleichzeitiger Vermehrung der Stabilität, wenn man den linksseitigen Mauerteil durch die gebrochene Linie AGF Fig. 37 abgrenzt, von welcher der Knickpunkt G in der Weise bestimmt ist, daß die Mittellinie des Druckes des reduzierten Mauerprofils um $\frac{1}{3} FC = \frac{1}{3} GH$ von G in der

durch diesen Punkt gehenden Lagerfuge absteht. Anstatt der gebrochenen Linie AGF kann man auch eine durch A und F verlaufende Kurve wählen, welche FE tangiert.

Endlich kann man noch dadurch eine Materialersparnis herbeiführen, daß man den unteren Teil des rechts von EF liegenden Mauerkörpers durch eine Ebene JH unterschneidet (Fig. 38 und Fig. 39, S. 49). Diese Unterschneidung darf indessen nur soweit reichen, daß die Pressung an der Hinterkante J der reduzierten Basis im unverfüllten Zustande der Mauer den für den Baugrund zulässigen Wert nicht überschreitet und die sonstigen statischen Bedingungen erfüllt bleiben.

Ersetzt man im Profile Fig. 39 die beiden gebrochenen Linien durch Kurven, welche dieselben tangieren, so entsteht das sog. englische Stützmauerprofil (vergl. Taf. IV, Fig. 7). Dem Profile Fig. 39 verwandt ist das Flügelprofil Fig. 1 u. 1^b auf Taf. III.

§ 24. Vergleich einiger trapezförmiger Stützmauerprofile. Im Nachfolgenden sollen einige trapezförmige Stützmauerprofile hinsichtlich ihres Flächeninhaltes und den Voraussetzungen verglichen werden, daß

1. die Mittellinie des Druckes die Basis im vorderen Drittel schneide;
2. der gestützte Erdkörper in seiner Oberfläche horizontal verlaufe und den natürlichen Böschungswinkel $\varphi = 33^\circ$ habe;
3. das Gewicht von 1 cbm Erde in dem einen Falle gleich dem des Mauerwerkes, d. i. zufolge der früheren Bezeichnung, $\gamma = \gamma_1$ sei und in dem anderen 0,8 von dem des Mauerwerkes betrage, d. i. $\gamma = 0,8 \gamma_1$.

Betrachten wir zunächst einige trapezförmige Profile mit horizontalen Lagerfugen, lotrechter Hinterseite und unter $1:\frac{1}{n}$ geböschter Vorderseite. Für diese gilt nach § 21, da $\omega = 0$; $\delta = 90^\circ$; $\sin(\delta - \varphi) = \cos \varphi = 0,839$; $\cos(\delta - \varphi) = \sin \varphi = 0,545$; $a_1 = 0$; $a_2 = \frac{h}{n}$; $h_1 = h$; $d = \frac{h}{3}$; $D = 0,134 \gamma h^2$ für das lauf. Meter:

$$b^2 + \left(\frac{1}{n} + 0,536 \frac{\gamma}{\gamma_1} \sin \varphi\right) h b = \left(\frac{1}{n^2} + 0,268 \frac{\gamma}{\gamma_1} \cos \varphi\right) h^2 \quad 60.$$

oder, wenn $\varphi = 33^\circ$ gesetzt wird:

$$b^2 + \left(\frac{1}{n} + 0,292 \frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h b = \left(\frac{1}{n^2} + 0,225 \frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h^2 \quad 61.$$

Profil No. 1.

Lotrecht stehendes Rechteck. Fig. 40. Hier ist $\frac{1}{n} = 0$, daher

$$b^2 + 0,292 \frac{\gamma}{\gamma_1} h b = 0,225 \frac{\gamma}{\gamma_1} h^2 \quad 62.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600 \text{ kg}; \quad b = 0,35 h; \quad F = 0,35 h^2;$$

$$\tan \beta = \frac{0,134 \cdot 0,839}{0,134 \cdot 0,545 + 0,35} = 0,265; \quad \beta = 14^\circ 51';$$

$$s = \frac{2}{0,35} (0,134 \cdot 0,545 + 0,35) \gamma_1 h = 2,42 \gamma_1 \cdot h.$$

Für $h = 20,6 \text{ m}$ wird $s = 8 \text{ kg}$ für das qcm.

$$\gamma = 0,8 \gamma_1 = 1600 \text{ kg}; \quad b = 0,32 h; \quad F = 0,32 h^2; \quad \beta = 13^\circ 20'; \quad s = 2,36 \gamma_1 h.$$

Bei $h = 16,9 \text{ m}$ wird $s = 8 \text{ kg}$ pro qcm.

Profil No. 2.

Trapez mit der Böschung $1:\frac{1}{10}$ in der Vorderseite und lotrechter Hinterseite. Fig. 41. Man hat hier: $\frac{1}{n} = \frac{1}{10}$, daher

$$b^2 + \left(0,1 + 0,292 \frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h b = \left(0,01 + 0,225 \frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h^2 \quad 63.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600 \text{ kg}; \quad b = 0,327 h; \quad b_1 = 0,227 h; \quad F = 0,277 h^2;$$

$$\tan \beta = \frac{0,134 \cdot 0,839}{0,134 \cdot 0,545 + 0,277} = 0,321; \quad \beta = 17^\circ 48';$$

$$s = \frac{2}{0,327} (0,134 \cdot 0,545 + 0,277) \gamma_1 h = 2,14 \gamma_1 h;$$

Für $h = 23,4$ m wird $s = 8$ kg pro qcm.

$\gamma = 0,8 \gamma_1 = 1600$ kg; $b = 0,30$; $b_1 = 0,20$; $F = 0,25 h^2$; $\beta = 16^\circ 17'$; $s = 2,05 \gamma_1 h$.

Für $h = 19,5$ m wird $s = 8$ kg pro qcm.

Fig. 40.

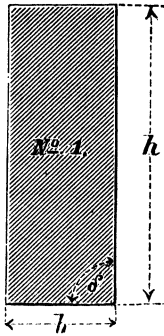


Fig. 41.

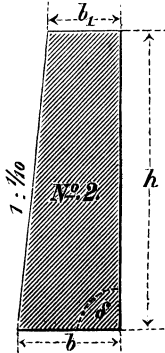


Fig. 42.

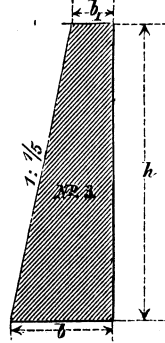
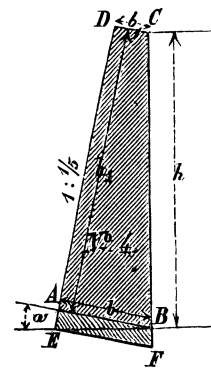


Fig. 43.



Profil No. 3.

Trapez mit $1:1/5$ Anlauf in der Vorderseite und lotrechter Hinterseite.

Fig. 42. Hier ist $\frac{1}{n} = \frac{1}{5}$, mithin

$$b^2 + b h \left(0,2 + 0,292 \frac{\gamma}{\gamma_1} \right) = \left(0,04 + 0,225 \frac{\gamma}{\gamma_1} \right) h^2 \quad \dots \quad 64.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600 \text{ kg}; \quad b = 0,34 h; \quad b_1 = 0,14 h; \quad F = 0,24 h^2;$$

$$\beta = 19^\circ 45'; \quad s = 1,84 \gamma_1 \cdot h.$$

Für $h = 27,2$ m wird $s = 8$ kg für das qcm.

$$\gamma = 0,8 \gamma_1 = 1600 \text{ kg}; \quad b = 0,31 h; \quad b_1 = 0,11 h; \quad F = 0,21 h^2;$$

$$\beta = 16^\circ 39'; \quad s = 1,73 \gamma_1 \cdot h.$$

Für $h = 23,1$ m wird $s = 8$ kg für das qcm.

Profil No. 4.

Trapez mit dem Anlaufe $1:1/5$ in der Vorderseite, lotrechter Hinterseite und geneigten Lagerfugen. Fig. 43. Man hat hier:

$$\tan \omega = 0,2; \quad \omega = 11^\circ 19'; \quad \delta = 90^\circ - 11^\circ 19' = 78^\circ 41';$$

$$\delta - \varphi = 45^\circ 41'; \quad \cos(\delta - \varphi) = 0,699; \quad \sin(\delta - \varphi) = 0,715;$$

$$c = \frac{h}{3}; \quad a_1 = 0,2 h; \quad a_2 = 0; \quad h_1 = 0,98 h; \quad D = 0,134 \gamma h^2.$$

$$b^2 + b h \left(0,188 + 0,39 \frac{\gamma}{\gamma_1} \right) = \left(0,038 + 0,234 \frac{\gamma}{\gamma_1} \right) h^2 \quad \dots \quad 65.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600 \text{ kg}; \quad b = 0,307 h; \quad b_1 = 0,107 h; \quad F = 0,203 \cdot h^2.$$

Zum Vergleiche dieses Profiles mit Profilen, deren Lagerfugen horizontal liegen, ist demselben in Rücksicht auf die erforderliche Fundierungstiefe der Vorderkante der Mauerbasis ein Trapez $ABEF$ hinzuzusetzen, dessen Vorderseite AE die Länge $AE = b \tan \omega$ hat. — Den Flächeninhalt f dieses Trapezes kann man genau genug $f = b^2 \tan \omega$ setzen. — Im vorliegenden Falle ist daher:

$$f = 0,307^2 \cdot h^2 \cdot 0,2 = 0,019 h^2; \quad F_1 = 0,222 h^2;$$

$$\tan \beta = \frac{0,134 \cdot 0,715 - 0,203 \cdot 0,2}{0,134 \cdot 0,699 + 0,203 \cdot 0,98} = 0,189; \quad \beta = 10^\circ 43';$$

$$s = \frac{2}{8,07} (0,134 \cdot 0,699 + 0,203 \cdot 0,98) \gamma_1 h = 1,91 \gamma_1 h.$$

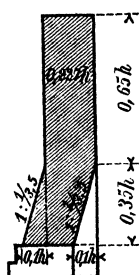
Man darf indessen hieraus keine allgemeinen Schlüsse ziehen, da die in der Tabelle aufgeführten Werte wesentlich vom Böschungswinkel des gestützten Erdkörpers abhängen und der Fall eintreten kann, daß ein Stützmauerprofil, welches bei dem Böschungswinkel $\varphi = 33^\circ$ gegen ein anderes zurücksteht, vorteilhafter als das andere bei einem kleineren bzw. größeren Winkel φ wird. So erfordert z. B. (vergl. § 33) das Profil No. 7 für $\varphi = 0$ eine kleinere Fläche als das Rechteckprofil No. 1.

Bei Ausführung der unter No. 1 bis 7 aufgeführten Stützmauern als Trockenmauern, sind die Stärken derselben, je nach der Lagerhaftigkeit der verwandten Bruchsteine $\frac{5}{4}$ bis 1,5mal so groß zu nehmen als dort angegeben.

§ 25. Materialaufwand für unterschnittene Stützmauern. Die Materialersparnis, welche man durch Verwendung von unterschnittenen Profilen gegenüber den rechteckigen und trapezförmigen erzielen kann, hängt einerseits von der Neigung, andererseits von der Ausdehnung der Unterschneidung bezüglich der Basis ab. Allgemeine Formeln zur Bestimmung dieser Ersparnis, lassen sich schwer entwickeln, da die betreffenden mathematischen Ausdrücke von äußerst verwickelter Form sein würden, und thut man daher am besten, jeden Fall für sich zu betrachten. Am einfachsten dürfte es sein, zunächst ein Profil nach bestem Ermessen anzunehmen und in dieses die Mittellinie des Druckes einzuzichnen. Erfüllt nun das gewählte Profil die statischen Anforderungen nicht, welche in § 20 aufgestellt, so verbessert man dasselbe an den Stellen, wo die Mittellinie des Druckes den Kanten zu nahe liegt. Nach einiger Übung wird es nur weniger Versuche bedürfen, um das richtige Profil zu finden.

Für eine Stützmauer, deren Profil ein lotrecht stehendes Rechteck, ergibt sich, wenn dieselbe in Höhe der Fundamentoberkante unter $1:\frac{1}{4}$ und in der Breite von ein Drittel der Basis unterschnitten wird, eine Ersparnis an Material von 7,4% und wenn man die Unterschneidung unter $1:\frac{1}{3}$ ausführt, diejenige von 9,2%. Bei einem Gewichte des Mauerwerkes von 2000 kg pro cbm würde man diese Mauern ca. 5 m hoch auführen können, ehe die Beanspruchung an der Hinterkante der Basis den für gewöhnlichen Baugrund zulässigen Wert von 5 kg pro qcm überschritte.

Fig. 47.



Größere Ersparnisse lassen sich durch unterschnittene Profile erreichen, die unten in der Vorderseite mit einer stark geneigten Schräge versehen sind. Würde man z. B. an einer Örtlichkeit, welche für eine Stützmauer der Höhe h die Ausladung $\frac{h}{10}$ zulässt, anstatt des Profiles No. 2, § 24 das unterschnittene Profil Fig. 47 anwenden, so betrüge die Ersparnis, sofern $\gamma = \gamma_1$

$$100 \cdot \left(\frac{0,277 - 0,227}{0,227} \right) = 18\%.$$

Dasselbe Profil empfiehlt sich für die Auflagermauern von Wege-Unterführungen und Überführungen bei Eisenbahnen, gegenüber den gewöhnlich angewandten Mauern von rechteckigem Querschnitte. Man hat zwar bei Wege-Unterführungen, um die durch den Bahndamm geführte Straße nicht einzuengen, der lichten Weite der Unterführung $2,0,1 h = 0,2 h$ zuzusetzen und dementsprechend den eisernen Überbau stärker zu konstruieren, jedoch ist die Ersparnis an Kosten für das Mauerwerk im allgemeinen erheblich größer, als der Mehraufwand für die Eisenkonstruktion. An Mauerwerk erspart man durch das Profil Fig. 47 gegenüber dem Rechteck, sofern $\gamma = \gamma_1$

$$\left(\frac{0,350 - 0,227}{0,35} \right) 100 = 35\% \text{ (abger.)}$$

Rechnet man nun auf ein Bahngleis 4 lauf. Meter, so erspart man an den beiden Auflagermauern $2 \cdot 0,35 \cdot 0,35 h^2 \cdot 4 = 0,98 h^2$ cbm (worin h in Metern auszudrücken).

Der größere Eisenbedarf für den Überbau entspringt hauptsächlich aus dem Mehrgewichte der Hauptträger, weniger aus dem der Zwischenkonstruktionen. Wird z. B. auf den Hauptträgern gefahren, so vermehrt sich das Gewicht der Querverbindung und Diagonalverstrebung durch eine Vergrößerung der Stützweite um so geringe Längen, wie sie hier in Frage kommen, fast gar nicht; es genügt daher, nur die Gewichtsvermehrung der Hauptträger zu berücksichtigen.

Ist l die Stützweite der Hauptträger, ausgedrückt in Metern, so kann man bekanntlich für das Gewicht zweier zu einem Bahngleise gehörigen Hauptträger, auf das 4 lauf. Meter reduziert und ausgedrückt in Kilogramm, $30l$ setzen, mithin für das Totalgewicht der beiden Träger genau genug $30l^2$ kg.

Die Gewichts Differenz in den Hauptträgern beträgt dementsprechend für die Stützweiten l und $l + 0,2 h$:

$$30 [(l + 0,2 h)^2 - l^2] = 30 (0,4 h l + 0,04 h^2).$$

Kostet 1 kg der Eisenkonstruktion A Mark, 1 cbm Mauerwerk B Mark, so ist die Ersparnis an Kosten = 0, wenn

$$A \cdot 30 (0,4 h l + 0,04 h^2) = B \cdot 0,98 h^2$$

$$l = \left(0,0816 \frac{B}{A} - 0,1\right) h \dots \dots \dots 69.$$

Nimmt man den Preis des Überbaues zu 400 M. für je 1000 kg, ferner den Preis von 1 cbm Bruchsteinmauerwerk zu 18 M. und von 1 cbm Ziegelmauerwerk zu 27 M. an, so würde erst bei folgenden Stützweiten der Hauptträger keine Ersparnis mehr erzielt werden:

1. bei Ausführung der Auflagermauern in Bruchstein (sofern $\gamma = \gamma_1$):

$$l = \left(0,0816 \cdot \frac{18}{0,4} - 0,1\right) h = 3,57 h;$$

2. bei Ausführung der Auflagermauern in Ziegeln (sofern $\gamma = \gamma_1$):

$$l = \left(0,0816 \cdot \frac{27}{0,4} - 0,1\right) h = 5,41 h.$$

Da nun die Höhe der Auflagermauern über Terrain mindestens ca. 5 m beträgt, so läge die Grenzweite für die Anwendung des unterschrittenen Profiles im ersten Falle bei $l = 17,8$ m, im anderen bei $l_1 = 27,0$ m, also bei lichten Weiten, die nur in den seltensten Fällen von Wege-Unterführungen erreicht werden.

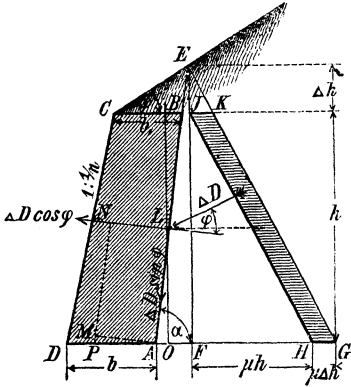
Bei Wege-Überführungen, ebenso bei Eisenbahn-Unterführungen kann man die untere Schräge des Profiles Fig. 47 an die unteren Absätze des Normalprofiles für den lichten Bahnraum treten lassen und bedarf daher hier keiner Vergrößerung der Stützweite für den Überbau.

In den vorstehenden Berechnungen ist angenommen, daß die Fundamente der unterschrittenen Stützmauern denselben Rauminhalt haben wie diejenigen der nicht unterschrittenen. Im allgemeinen ist dieses indessen nicht zutreffend, da die unterschrittenen Mauern, entsprechend ihrer geringeren Basisbreite, ein schmäleres Fundament erhalten können als die nicht unterschrittenen. Um jedoch etwaigen Unregelmäßigkeiten in der Beschaffenheit des Untergrundes Rechnung zu tragen, wird man, hauptsächlich bei starken Unterschneidungen, in angemessenen Entfernungen (1,5 bis 3 m) Pfeiler unter denselben stehen lassen, sodaß die Mauer auch im nicht verfüllten Zustande gegen alle Fährlichkeiten gesichert ist. In Rücksicht auf die Kosten, welche letztere Pfeiler erheischen, wollen wir die erwähnte Ersparnis an Fundamentmauerwerk außer acht lassen.

§ 26. **Materialaufwand für Stützmauern mit überschütteter Krone.** Es soll im Nachfolgenden untersucht werden, ob man bei einer Stützmauer von trapezförmigem Querschnitte und horizontalen Lagerfugen an Material dadurch sparen kann, daß man die Terrainlinie der Überschüttung nicht an die Hinterkante sondern an die Vorderkante der Mauerkrone anschließen läßt, daß man also die letztere überschüttet.

Die Mauer habe das Profil $ABCD$ (Fig. 48), dessen Vorderseite den Anlauf $\frac{1}{n}$ besitzt und dessen Hinterseite mit der Horizontalen den Winkel α bildet; ferner verlaufe die Terrainlinie unter dem natürlichen Böschungswinkel der Erde φ zur Horizontalen und beginne das eine Mal in B , das andere Mal in C der Mauerkrone.

Fig. 48.



Ist im ersten Falle JFH das Druckdreieck für die Stützwand AB , so folgt für den Erddruck pro lauf. Meter derselben (normal zur Bildebene gemessen), wenn bezeichnet

γ das Gewicht von 1 cbm Erde, in kg;
 h die Höhe der Mauer, in Meter;
 $\mu \cdot h$ die Basis des Druckdreiecks, in Meter;

$$D = \gamma \cdot \Delta JFH = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot \mu.$$

Rückt nun die Terrainlinie an die Vorderkante C der Mauerkrone, so ergibt sich als Druckfläche für die Wand AB das Trapez $JKGF$ und für das auf der Krone ruhende Erdprisma CBE das Dreieck EJK . Im Vergleiche zur ersten Lage der Terrainlinie ist daher der Erddruck auf die Mauer einschließlic ihrer Überschüttung CEB gewachsen um $\Delta D = \gamma \cdot EGHJ$, wofür man mit hinreichender Genauigkeit

$$\Delta D = \gamma \cdot JKGH = \gamma \Delta h \cdot h \mu \quad \text{setzen kann.}$$

Ist P der Schnittpunkt der Mittellinie des Druckes in der Mauerbasis, wenn das Terrain von der Hinterseite der Mauerkrone aufsteigt, so folgt für das auf die Mauer bei der zweiten Terrainlage wirkende Umsturmmoment in Bezug auf den Punkt P als Drehpunkt:

$$M = \Delta D (\cos \varphi \cdot PN - \sin \varphi \cdot MA) - \gamma \cdot \Delta CEB \cdot PO, \quad \dots \dots \dots 70.$$

indem das Moment des Erddruckes D von dem Momente des Mauergewichtes bei dem gewählten Drehpunkte im Gleichgewichte gehalten wird.

Liefert letztere Gleichung für M einen Wert größer als Null, so muß das Mauerprofil verstärkt werden, damit die neue Mittellinie des Druckes wieder im vorderen Drittel der Basis austrete; wenn dagegen $M < 0$, so genügen für das Profil geringere Dimensionen. Ist endlich $M = 0$, so geht auch die neue Mittellinie des Druckes durch P und man kann das alte Profil beibehalten.

Hiernach wird ein Mehraufwand an Material erforderlich, wenn

$$\Delta D (\cos \varphi \cdot PN - \sin \varphi \cdot MA) - \gamma \cdot \Delta CEB \cdot PO > 0, \quad \text{oder}$$

$$PN - \tan \varphi \cdot MA - \frac{\gamma \cdot \Delta CEB}{\Delta D \cos \varphi} PO > 0 \quad \dots \dots \dots 71.$$

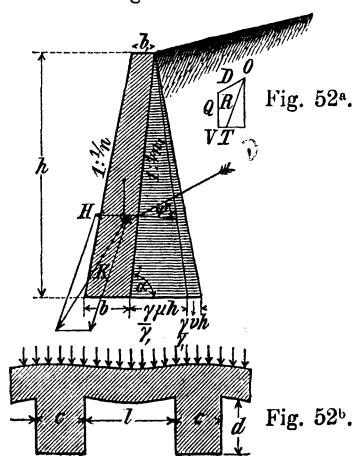
$$\text{Nun ist, sofern } AP = \frac{2}{3} AD = \frac{2}{3} b; \quad PN = \frac{1}{2} \frac{h}{\sin \alpha} + \frac{2}{3} b \cos \alpha;$$

$$MA = \frac{2}{3} b \sin \alpha; \quad \frac{\gamma \Delta CEB}{\Delta D \cos \varphi} = \frac{\frac{1}{2} \gamma \cdot b_1 \Delta h}{\gamma \cdot \Delta h \cdot h \cdot \mu \cdot \cos \varphi} = \frac{1}{2} \cdot \frac{b_1}{\mu h \cos \varphi}$$

$$PO = \frac{1}{3} (2b - b_1) + \left(h + \frac{\Delta h}{3} \right) \cot \alpha; \quad \text{daher:}$$

Erdkörpers von der Hinterkante der Mauerkrone unter dem Winkel δ zur Horizontalen ansteigt, so folgt für den Erddruck auf das Mauerstück zwischen zwei benachbarten Strebepeilern, wenn bezeichnet Fig. 52:

Fig. 52.



h die Höhe der Mauer, in Meter;
 γ das Gewicht von 1 cbm Erde, in kg;
 D den Erddruck auf das erwähnte Mauerstück, in kg
 pro 1 m der Länge (normal zur Bildebene gemessen);
 μh die Basis des Druckdreiecks, in Meter;

$$D = \frac{1}{2} \gamma h^2 \mu.$$

Vereinigt man diesen Druck mit dem Gewichte des zugehörigen Mauerstückes von 1 m Länge, so ergibt sich eine Resultierende, welche die Basis entweder hart an der Vorderkante oder in der Verlängerung schneidet, indem ja die Mauer erst durch die Strebepfeiler ihre Stabilität erhält. Die Resultierende ist daher zu einem Teile von der Mauerbasis und zum anderen von den Pfeilern aufzunehmen.

Wir wollen nun annehmen, daß letzterer Teil aus einer Horizontalkraft H bestehe, welche durch den Angriffspunkt von D geht, und der auf die Mauerbasis übertragene aus einem Drucke K , der dieselbe im vorderen Drittel schneidet. In Wahrheit liegt der Angriffspunkt von H zwar etwas höher, jedoch dürfte hiervon, bei der Unsicherheit über die Verteilung des Erddruckes, abzusehen sein. Für den auf die Basis wirkenden Normaldruck hat man alsdann, sofern bezeichnet:

b die untere Breite des Mauerstückes, in Meter;
 b_1 desgl. die obere Breite, in Meter;
 α den Neigungswinkel der hinteren Wandfläche zur Horizontalen;
 φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde;
 γ_1 das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk in kg;
 N den gesuchten Normaldruck, in kg pro Meter (normal zur Bildebene gemessen):

$$N = \frac{1}{2} \gamma_1 (b_1 + b) h - \frac{\gamma h^2}{2} \mu \cos(\alpha + \varphi).$$

An der Vorderkante der Basis entsteht daher pro qm die Normalpressung

[illegible]

Aus der vorstehenden Gleichung kann man berechnen, wie groß die Mauerbasis mindestens sein muß, damit die für das verwandte Baumaterial zulässige Druckspannung nicht überschritten werde. Führt man zu dem Ende für b_1 den Wert $b_1 = b + \frac{h}{n_1} - \frac{h}{n}$ ein, worin $\frac{h}{n}$ den Anlauf des Profils an der Vorderseite, $\frac{h}{n_1}$ denjenigen an der Hinterseite bezeichnet, so folgt:

[illegible]

Wenn die Terrainfläche von der Mauerkrone ab unter dem Winkel $\delta = \varphi$ verläuft, hat μ nach Gleichung 10 den Wert $\mu = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \varphi)}$, daher

$$b \geq \frac{\gamma_1 h^2}{s - 2\gamma_1 h} \left[\frac{1}{n_1} - \frac{1}{n} - \frac{\gamma}{\gamma_1} \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha} \cot(\alpha + \varphi) \right]. \quad . \quad . \quad . \quad 78.$$

$$OS \parallel D \text{ und } OS = \frac{1}{2} \frac{\gamma}{\gamma_1} \mu h$$

$$SV \parallel Q \text{ und } SV = \frac{1}{2} (b + b_1)$$

$$VT \parallel H \text{ und } OT \parallel K.$$

Hieraus ergibt sich

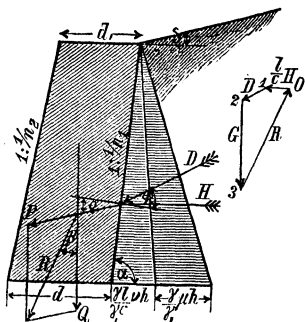
$$H = VT \cdot \gamma_1 h \text{ und } K = OT \cdot \gamma_1 h; \text{ mithin da } H = \frac{\gamma h^2}{2} \nu$$

$$\nu = 2 \frac{\gamma_1}{\gamma} \frac{VT}{h} \dots \dots \dots 84.$$

Die Basis des auf Mauerwerk reduzierten Druckdreiecks für die Horizontalkraft H hat demnach die Länge $2 \cdot VT$. Wenn der Kräfteplan bei Auftragung der genannten Mittellinien zu klein ausfällt, so empfiehlt es sich statt dessen ein Vielfaches derselben z. B. den doppelten Wert aufzutragen. Im letzteren Falle hätte man die Längen des Kräfteplanes mit $\frac{1}{2} \gamma_1 h$ zu multiplizieren, um die zugehörigen Kräfte zu erhalten, und es wäre die Basis des auf Mauerwerk reduzierten Druckdreiecks für H gleich VT .

Dimensionen der Strebe Pfeiler. Der auf den Strebe Pfeiler wirkende Druck setzt sich aus der Horizontalkraft $l \cdot H$, welche die zu beiden Seiten anschließenden Mauern auf ihn übertragen, und dem auf seiner hintern Wandfläche lastenden Erddrucke zusammen. Schließt letztere mit der Horizontalen, wie die übrige hintere Wandfläche der Mauer, den Winkel α ein und beträgt die Dicke des Pfeilers, in der Längenrichtung der Stützmauer gemessen, c Meter, so kommt auf die Längeneinheit desselben die Horizontalkraft $H_1 = \frac{l}{c} H$ und der unter dem Winkel φ zur Normalen der Wandfläche wirkende Erddruck D . Beide Kräfte setzen sich zu einer Resultierenden zusammen, für welche gilt

Fig. 53^a u. 53^b.



$$P = \sqrt{\left(\frac{l}{c} H \cos \alpha + D \sin \varphi\right)^2 + \left(\frac{l}{c} H \sin \alpha + D \cos \varphi\right)^2},$$

$$\text{oder da } H = \frac{1}{2} \gamma h \nu \text{ und } D = \frac{1}{2} \gamma h^2 \mu.$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2 \sqrt{\left(\frac{l}{c} \nu \cos \alpha + \mu \sin \varphi\right)^2 + \left(\frac{l}{c} \nu \sin \alpha + \mu \cos \varphi\right)^2} \dots \dots \dots 85.$$

Bezeichnet ρ den Winkel, welchen P mit der Normalen zur Wandfläche einschließt, so folgt:

$$\tan \rho = \frac{\frac{l}{c} \nu \cos \alpha + \mu \sin \varphi}{\frac{l}{c} \nu \sin \alpha + \mu \cos \varphi} \dots \dots \dots 86.$$

Dem Strebe Pfeiler geben wir ein trapezförmiges Profil und bestimmen die Basis desselben so, daß die Mittellinie des Druckes durch das vordere Drittel derselben geht. Ist die fragliche Länge $= d$, in Metern, und hat die Vorderseite des Profils den Anlauf $\frac{h}{n_2}$ und die Hinterseite den von $\frac{h}{n_1}$, so ergibt sich für die Basis, gemäß der Gleichung 53, da hier $a_2 = \frac{h}{n_2}$; $a_1 = -\frac{h}{n_1}$; $\omega = 0$; $\delta = 180 - \alpha$

$$d^2 + \left(\frac{h}{n_2} + \frac{2h}{n_1} - \frac{4 \cdot P \cos(\alpha + \rho)}{\gamma_1 h}\right) d = \frac{h^2}{n_2^2} - \frac{h^2}{n_1^2} + \frac{2 P \cos \rho}{\gamma_1 \sin \alpha} \dots \dots \dots 87.$$

Hinsichtlich des Winkels, welchen der auf die Basis des Strebe Pfeilers wirkende Druck mit der Normalen derselben einschließt, ergibt sich, wenn der fragliche Winkel

mit β und das Gewicht des Strebepfeilers pro Längeneinheit (normal zur Bildebene gemessen) mit G in kg bezeichnet wird:

$$\tan \beta = \frac{\frac{l}{c} H + D \sin(\alpha + \varphi)}{G - D \cos(\alpha + \varphi)} \quad 88.$$

Damit kein Gleiten des Strebepfeilers auf der Basis eintrete, darf β höchstens gleich dem Reibungswinkel des Mauerwerkes werden, d. i. $\beta \leq 35^\circ$.

An der Fundamentbasis gilt aus dem gleichen Grunde für den Winkel β : $\beta \leq \varphi$.

Entspricht der sich ergebende Winkel β diesen Anforderungen nicht, so hat man den Lagerfugen des Pfeilers eine solche Neigung gegen den Horizont zu geben, daß dieselben erfüllt werden.

Die Normalpressung an der Vorderkante der Basis beträgt unter der gemachten Voraussetzung:

$$s = 2 \cdot \frac{G - D \cos(\alpha + \varphi)}{d} \text{ kg pro qm} \quad 89.$$

Wesentlich rascher als auf dem Wege der Rechnung bestimmt man die Dimensionen der Strebepfeiler auf graphischem Wege, indem man die auf die Längeneinheit derselben wirkenden Kräfte in einem Kräftepolygone (Fig. 53^a) zusammenträgt und darauf das zugehörige Seilpolygon im Pfeiler unter vorläufiger Annahme seines Profiles in bekannter Weise zeichnet. Für den Kräfteplan hat man, wenn die horizontalen Mittellinien der auf Mauerwerk reduzierten Druckflächen und des Pfeilerprofiles zur Darstellung der zugehörigen Kräfte gewählt werden:

$$\overline{01} \parallel H \quad \text{und} \quad \overline{01} = \frac{1}{2} \frac{\gamma}{\gamma_1} \frac{l}{c} \nu h$$

$$\overline{12} \parallel D \quad \text{und} \quad \overline{12} = \frac{1}{2} \frac{\gamma}{\gamma_1} \mu h$$

$$\overline{23} \parallel G \quad \text{und} \quad \overline{23} = \frac{1}{2} (d + d_1).$$

Ergibt sich nun auf Grund der angenommenen Pfeilerdimensionen ein unzulässiger Wert für den Winkel β oder für die Pressung an der Vorderkante der Basis, so sind dieselben abzuändern und die Konstruktionen für Kräfte und Druckpolygon zu wiederholen. Im allgemeinen wird es nur weniger Versuche bedürfen um passende Dimensionen zu erhalten.

Die graphische Methode hat hier vor der analytischen noch den Vorteil, daß man dem Profile des Strebepfeilers eine vom Trapeze abweichende Form geben kann, ohne dadurch eine nennenswerte Mehrarbeit herbeizuführen; sie verdient daher vor dem analytischen Verfahren entschieden den Vorzug.

Von der im Vorstehenden aufgeführten Berechnungsweise der ebenen Stützmauern mit Strebepfeilern weicht die bisher in der Praxis meistens angewandte bedeutend ab. Letzterer zufolge nimmt man an, daß das Gewicht des Mauerkörpers zwischen den Strebepfeilern und der auf denselben wirkende Erddruck ganz auf die Pfeiler übertragen werden, daß also der Mauerkörper auf sein Fundament keinen Druck ausübt. Hiernach wäre der zwischen den Pfeilern vorhandene Mauerkörper als an denselben hängend zu betrachten und hätte im vertikalen wie im horizontalen Sinne Biegungen zu erleiden. Außerdem würde derselbe an den Strebepfeilern stark auf Abscheerung in Anspruch genommen, sodaß es fraglich erscheinen muß, ob ein in gewöhnlichem Kalkmörtel hergestellter Mauerkörper überhaupt derartige Beanspruchungen ohne gefährliche Deformationen in sich aufnehmen kann. Diese Berechnungsweise liefert zwar geringere Dimensionen für die Strebepfeiler, steht aber mit den thatsächlichen Verhältnissen im Widerspruch und soll daher hier nicht weiter verfolgt werden.

Beispiel. Zur Abgrenzung einer StraÙe gegen einen Lagerplatz, welcher 6 m tiefer liegt, soll eine ebene Stützmauer mit Strebepfeilern erbaut werden. Der Erdkörper der StraÙe hat einen natürlichen Böschungswinkel $\varphi = 33^\circ$ und ein Gewicht von 1800 kg pro cbm. Der Baugrund besteht aus festem Sande, sodaß eine Fundierungstiefe von 1 m genügt und eine Pressung desselben von ca. 6 kg pro qcm als zulässig erscheint. Zum Aufbau der Mauer steht ein lagerhafter Bruchstein zur Verfügung, der 2400 kg pro cbm wiegt und mit 10 kg pro qcm beansprucht werden darf.

Geben wir der Mauer ein trapezförmiges Profil mit $\frac{1}{10}$ Anlauf in der Vorder- und $\frac{1}{15}$ in der Hinterseite, ordnen ferner die Lagerfugen horizontal an und wählen die obere Mauerstärke $b_1 = 0,7$ m, so folgt für die Basisbreite $b = 0,9$ m und für die Normalpressung an der Vorderkante der Basis (nach Gleichung 76):

$$s = \gamma_1(b_1 + b) \frac{h}{b} - \frac{\gamma h^2}{b} \mu \cos(\alpha + \varphi),$$

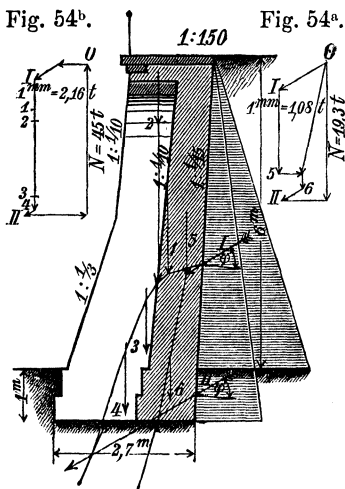
mithin da $\gamma_1 = 2400$; $\gamma = 1800$; $h = 6$; $\mu = 0,245$; $\tan \alpha = 15$; $\alpha = 86^\circ 11'$; $\varphi = 33^\circ$;
 $\cos(\alpha + \varphi) = -0,488$

$$s = 2400 \cdot 1,6 \cdot \frac{6}{0,9} + \frac{1800 \cdot 36}{1,8} \cdot 0,245 \cdot 0,488 = 29904 \text{ kg pro qm,}$$

oder $s = 3 \text{ kg pro qcm (abger.)}$.

Dem Fundamente geben wir bei 1 m Höhe zwei Absätze an der Vorderseite von je 0,15 m Breite und hinten $\frac{1}{15}$ Anlauf, sodaß dasselbe an der Basis 1,13 m mißt.

Fig. 54.



Der Normaldruck auf die Fundamentsohle ergibt sich aus dem Kräfteplane Fig. 54^a, welcher auf Grund einer Lamellenhöhe von $\Delta h = 3$ m aus den horizontalen Mittellinien der betreffenden Lamellen zusammengesetzt ist, zu $N = 19300$ kg. Dieser Normaldruck geht durch das vordere Drittel der Basis und erleidet daher der Baugrund unter der Vorderkante des Fundamentes die Pressung von $\frac{2 \cdot 19300}{1,13} = 34160 \text{ kg pro qm}$ oder ca. 3,4 kg pro qcm.

Die Entfernung der Strebepfeiler berechnet sich, da

$$v = \frac{4}{3} \cdot \frac{0,45}{6} = 0,1, \text{ zu}$$

$$l = \frac{b + 2b_1}{\sqrt{h \cdot v}} = \frac{0,9 + 2 \cdot 0,7}{\sqrt{6 \cdot 0,1}} = 2,97 \text{ m,}$$

wofür wir, um die Mauer möglichst wenig auf Zug zu beanspruchen, $l = 2,5$ m nehmen wollen.

Als Profil für die Strebepfeiler wählen wir das in Fig. 54 gezeichnete und geben denselben in der Ansichtsfläche 1 m Breite. Um die Krone der Mauer in ganzer Breite für den Fußgängerverkehr nutzbar zu machen, verbinden wir die einzelnen Strebepfeiler durch geradlinig übermauerte Bögen von $\frac{1}{3}$ Pfeilverhältnis.

In Bezug auf die Pressung, welche die Fundamentsohle der Strebepfeiler erleidet, ergibt sich aus dem Kräfteplane Fig. 54^b, daß auf dieselbe ein Normaldruck $N = 45$ t unter dem Winkel $\beta = 21^\circ 48'$ zur Normalen derselben wirkt. Letzterem Drucke entspricht an der Vorderkante der Fundamentbasis die Normalpressung

$$s = \frac{2 \cdot 45000}{2,7} = 33330 \text{ kg pro qm}$$

oder rund 3,3 kg pro qcm, indem die Mittellinie des Druckes durch das vordere Drittel der Basis geht.

Der metrische Materialaufwand der im Vorstehenden berechneten Stützmauer beträgt einschließlich des Fundamentmauerwerkes 8,96 cbm. Hätte man die Strebepfeiler weggelassen, so wären erforderlich gewesen bei Verwendung des Profiles No. 2, § 24 (Trapez mit lotrechter Hinterseite und $\frac{1}{10}$ Anlauf in der Vorderseite) 11,03 cbm und bei Profil No. 3 (Trapez mit lotrechter Hinterseite und $\frac{1}{5}$ Anlauf in der Vorderseite) 9,65 cbm pro lauf. Meter. Der Materialaufwand der Stützmauer mit Strebepfeilern stellt sich also nur um ein Geringes niedriger als derjenige der angeführten trapezförmigen Mauern; dagegen ist die Ausführung der letzteren billiger, sodaß eine Geldersparnis durch die Anordnung von Strebepfeilern im vorliegenden Falle nicht zu erzielen ist. Eine solche dürfte überhaupt nur dann eintreten, wenn man das Gewicht des zwischen den Pfeilern vorhandenen Mauerkörpers bei der Stabilitätsberechnung derselben ganz oder zum Teile mit heranzieht. Aus den angeführten Gründen ist aber diese Berechnungsweise nicht zu empfehlen.

§ 29. Dimensionen der Stützmauern mit stehenden Gewölben zwischen den Strebepfeilern. Durch die Anlage von stehenden Gewölben zwischen den Strebepfeilern vermeidet man die Biegungen, welche ein ebener Mauerkörper zwischen den Pfeilern durch den Erddruck im horizontalen Sinne erleiden würde. Anstatt der Biegungsspannungen treten im vorliegenden Falle Normalpressungen im Bogen in Richtung der Tangente

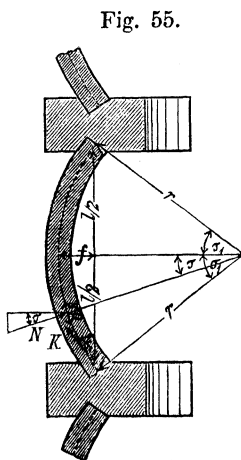


Fig. 55.

auf. Für letztere hat man, wenn bezeichnet (Fig. 55):

r den mittleren Radius des Gewölbes, in Meter;

τ_1 den Tangentenwinkel der Mittellinien desselben am Kämpfer;

l den Abstand der Strebepfeiler, von Innenkante zu Innenkante gemessen, in Meter;

N den in Richtung des Radius auf das Gewölbe wirkenden Druck, in kg pro lauf. Meter seiner Mittellinie;

K den Normaldruck am Kämpfer des Gewölbes, in kg;

so folgt:

$$K \sin \tau_1 = \int_0^{\tau_1} N ds \cos \tau; \text{ oder da } ds = r d\tau$$

$$K \sin \tau_1 = r N \int_0^{\tau_1} \cos \tau d\tau, \text{ mithin}$$

$$K = r \cdot N \dots \dots \dots 90.$$

Hiernach ist der Normaldruck am Kämpfer des Gewölbes unabhängig vom Tangentenwinkel daselbst und herrscht daher in jedem Profile des Gewölbes der Normaldruck $K = r \cdot N$.

Zur Bestimmung der Kraft N konstruiert man gemäß dem Kräfteplane Fig. 56^a aus dem pro lauf. Meter auf das Gewölbe wirkenden Eigengewichte G und dem Erddrucke D die Resultierende R . Diese zerlegt man in eine durch das vordere Drittel der Basis AB (Fig. 56) gehende Kraft P und in eine andere, welche durch den Angriffspunkt von D parallel zu den Lagerfugen des Gewölbes verläuft. Letztere stellt den gesuchten Druck N dar.

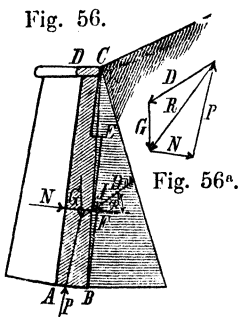


Fig. 56.

Fig. 56^a.

Wenn das Gewölbe den in Fig. 56 gezeichneten Vertikalschnitt mit Absätzen an der Hinterseite hat, so genügt es, den Erddruck D auf Grund der geraden Wand CB , anstatt der abgetreppten $CEFB$ zu ermitteln und anzunehmen, daß jener Druck unter

dem Reibungswinkel zur Normalen von CB wirke. Weiter ist zu bemerken, daß es sich bei geringer Gewölbedicke empfiehlt, die Kraft P als nach der Mitte der Basis AB gerichtet anzunehmen, indem anderen Falls die Kantenpressungen leicht den zulässigen Wert überschreiten könnten.

Die Kraft P ist vom Fundamente des Gewölbes aufzunehmen, während der Druck N von dem Gewölbe auf die Strebepfeiler übertragen wird. Angenähert kann man für letzteren setzen, wenn φ den natürlichen Böschungswinkel der Hinterfüllungserde bezeichnet:

[illegible]

Für eine Gewölbeschicht der Höhe Δh bestimmt man den entsprechenden Teil von N am einfachsten aus der Druckfläche von N . Bei ebener Terrainfläche des gestützten Erdkörpers ist letztere ein Dreieck, für welches gilt, wenn bezeichnet:

h die vertikale Höhe der Wand CB , in Meter;

$v h$ die Basis des Druckdreiecks, in Meter;

$$N = \frac{1}{2} \gamma \cdot \nu h^2, \quad \text{daher} \quad \nu = \frac{2 N}{\gamma h^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 92.$$

Liegt nun die Ober- bzw. Unterkante der fraglichen Gewölbeschicht um y bzw. y_1 unter dem Terrainpunkt C (Fig. 56), so ergibt sich

$$\Delta N = \frac{1}{2} \gamma^{\nu} (y^2 - y_1^2) = \frac{N}{h^2} (y^2 - y_1^2) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 93.$$

oder angenähert:

[illegible]

Der vorstehenden Gleichung zufolge erhält man für die Dicke d (ausgedrückt in Meter) der Gewölbeschicht bei der zulässigen Druckspannung s , in kg pro qm:

$$d.\Delta h.s \equiv r \Delta N, \quad \text{mithin}$$

$$d = \frac{r}{\Delta h} \cdot \frac{\Delta N}{8} = \frac{r}{\Delta h} \cdot \frac{y^2 - y_1^2}{h^2} \cdot \frac{N}{8} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 95.$$

und angenähert

[illegible]

Beispiel. Welche Dimensionen sind dem stehenden Gewölbe einer 9 m hohen Stützmauer mit Strebepfeilern zu geben, wenn die Ausführung in Ziegeln erfolgt und der gestützte Erdkörper von der Hinterkante der Mauerkrone unter dem natürlichen Böschungswinkel $\varphi = 33^\circ$ ansteigt und ein Gewicht von $1600 \text{ kg} = \gamma$ pro cbm hat?

Nehmen wir an, daß die in die Berechnung einzuführende hintere Wandfläche des Gewölbes vertikal stehe, lassen ferner als zulässige Druckspannung für Ziegelmauerwerk $s = 80\,000 \text{ kg pro qm}$ zu und nehmen die geringste Gewölbestärke zu 2 Stein des Normalformates an, so können wir letztere bis zu einer Tiefe y unter Terrain beibehalten, für welche gilt:

$$r_{\gamma\gamma} y = s.d, \quad \text{also} \quad y = \frac{s.d}{r_{\gamma\gamma}}$$

Nun ist angenähert $\nu = \frac{2 D \cos \varphi}{r h^2}$, oder da im vorliegenden Falle

$$D = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot \cos \varphi$$

$$\nu = \cos^2 \varphi = \cos^2 33^\circ = 0,7, \quad \text{mithin bei } r = 6 \text{ m.}$$

$$y = \frac{80000 \cdot 0,51}{6 \cdot 1600 \cdot 0,7} = 6 \text{ m.}$$

Die untere 1 m hohe Schicht des Gewölbes hat nach Gleichung 94 den Druck

$$\Delta N = \frac{y^2 - y_1^2}{h^2} \cdot D \cos \varphi = (y^2 - y_1^2) \gamma \cdot \frac{\cos^2 \varphi}{2} = (9^2 - 8^2) 1600 \cdot 0,35 = 9520 \text{ kg}$$

pro lauf. Meter aufzunehmen und muß daher die Dicke

$$d = \frac{r}{\Delta h} \cdot \frac{\Delta N}{s} = \frac{6}{1} \cdot \frac{9520}{80000} = 0,714 \text{ m}$$

erhalten, wofür wir 3 Stein des Normalformates annehmen wollen.

Aus der Gewölbestärke von 2 Stein gehen wir auf die letztere in zwei Absätzen von je 1,5 m Höhe und $\frac{1}{2}$ Steinstärke über.

Dimensionen der Strebepfeiler der Stützmauern mit stehenden Gewölben.

Auf jeden der Strebepfeiler wird durch die beiden anschließenden Gewölbe ein Druck

$$2 K \sin \tau_1 = 2 r N \cdot \frac{\frac{1}{2} l}{r} = Nl$$

übertragen, welcher auf Umsturz des Pfeilers wirkt. Die parallel zur Längsachse der Mauer gerichteten Drücke $K \cos \tau_1$, heben sich dagegen an den Pfeilern gegenseitig auf, indem die Spannweiten und mittleren Krümmungshalbmesser bei sämtlichen Gewölben gleich genommen werden.

Außer dem Drucke Nl sucht noch der auf dem Strebepfeiler selbst lastende Erd- druck denselben um seine Vorderkante zu kippen. Damit nun der Pfeiler stabil sei, muß die Resultierende aus letzteren beiden Kräften und dem Eigengewichte des Pfeilers die Fundamentbasis innerhalb des mittleren Drittels schneiden und mit der Normalen zu derselben einen Winkel einschließen, der kleiner als der bezügliche Reibungswinkel ist.

Die betreffenden, am besten auf graphischem Wege auszuführenden Untersuchungen sind dieselben, wie bei den Strebepfeilern des vorigen Paragraphen und an einem Beispiele in § 35 unter No. 10 gezeigt; es bedarf daher dieser Gegenstand hier keiner weiteren Erläuterung.

Abweichend von der im Vorstehenden gegebenen Berechnungsweise ist die ge- wöhnlich in der Praxis angewandte, nach welcher man das Gewicht des Gewölbes bei der Stabilitätsuntersuchung des Strebepfeilers mit berücksichtigt und daher das Gewölbe so ansieht, als hinge es zwischen den Pfeilern und übe auf den Baugrund keinen Druck aus. Diese Berechnungsweise steht offenbar mit den thatsächlichen Verhältnissen in direktem Widerspruche und kann daher ohne nähere Ausführung übergangen werden.

Will man das Gewicht des Gewölbes für den Strebepfeiler nutzbar machen, so muß man das Gewölbe auf einem Erdbogen fundieren, dessen Widerlager an den be- nachbarten Pfeilern liegen, wie in dem bereits angeführten Beispiele in § 35, No. 10 geschehen. Derartige Ausführungen empfehlen sich aber nur bei schlechtem Baugrunde.

§ 30. Dimensionen der Kaimauern. Zu den Kaimauern werden in der Praxis gewöhnlich trapezförmige Profile mit $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{8}$ Anlauf in der Vorderseite verwandt. Ein noch stärkerer Anlauf würde zwar für die Stabilität der Mauer von Vorteil sein, jedoch das Anlegen der Schiffe, namentlich der Dampfer erschweren, indem bei diesen die größte Breite unter Wasser liegt. Beiden Anforderungen hat man durch gekrümmte Profile gerecht zu werden versucht.

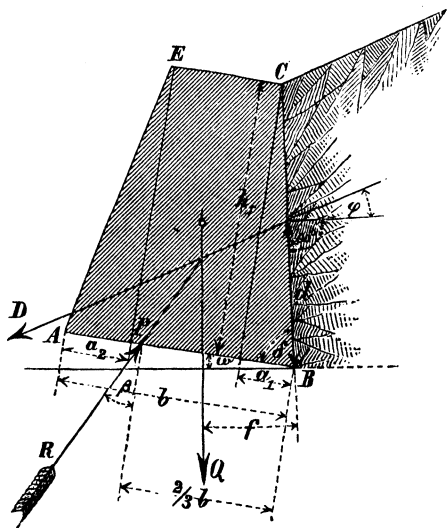
Unterschnittene, oder stark nach hinten überhängende Profile empfehlen sich we- niger für Kaimauern, indem die Stützlinie bei hohen Wasserständen durch den Wasser- druck nach der Hinterkante der Basis zu gedrängt wird.

In England hat man auch ebene Kaimauern mit Strebepfeilern an der Hinterseite zur Ausführung gebracht. Solche Mauern haben indessen den Nachteil, daß die Strebepfeiler nur durch die Adhäsion des Mörtels, bezw. durch die Reibung der ineinander greifenden Schichten des Pfeilers und anschließenden Mauerwerkes in Funktion treten. Ferner sind die Biegungsspannungen und dementsprechend die Durchbiegungen der genannten Mauerkörper zwischen den Pfeilern je nach der Höhe des Wasserstandes verschieden, wodurch Lockerungen im Mauerverbände herbeigeführt werden können.

An der Krone nimmt man die Kaimauern nicht unter 1,0 bis 1,5 m stark, damit dieselben dem Anpralle von größeren Schiffen widerstehen können. Im übrigen sind die Dimensionen derselben so zu bemessen, daß den in § 20 aufgestellten Stabilitätsbedingungen Genüge geleistet werde. Es ist aber im vorliegenden Falle sehr schwer, aus den örtlichen Verhältnissen die für die Rechnung notwendigen Unterlagen zu bestimmen, indem man nicht weiß, in welchem Grade die Hinterfüllung nach andauerndem Hochwasser, bei mangelnder Entwässerung, Feuchtigkeit aufgesogen hat und wie stark ein derartig mit Wasser durchzogener Erdkörper auf die Mauer drückt. Weiter hängt es von der Beschaffenheit des Baugrundes und der Hinterfüllungserde ab, ob man den unter Wasser liegenden Teil der Mauer als vollständig in dasselbe eingetaucht ansehen und daher den Auftrieb des Wassers vollständig berücksichtigen muß.

Alle diese Umstände lassen es als zweckmäßig erscheinen, das unter gewissen Annahmen berechnete Kaimauerprofil mit einer größeren Anzahl unter ähnlichen Verhältnissen zur Ausführung gekommenen Profilen zu vergleichen und diesen entsprechend eventuell zu verändern.

Fig. 57.



Nimmt man bei der Berechnung zur Sicherheit die Vorderseite der Mauer als ganz vom Wasser frei an, so ergibt sich für die Stabilität derselben nach den §§ 21 und 27:

1. Für die Basisbreite (Fig. 57)

$$b^2 + \left(a_2 - 2a_1 + 3h_1 \tan \omega + \frac{4D \cos(\delta - \varphi)}{\gamma_1 h_1 \cos \omega} \right) b = a_2^2 - a_1^2 + 2h_1(a_1 + a_2) \tan \omega + 6 \cdot \frac{D d \cos \varphi}{\gamma_1 h_1 \cos \omega}.$$

2. Für die auf die Quadrateinheit reduzierte Normalpressung an der Vorderkante der Mauer:

$$s = \frac{2}{b} [D \cos(\delta - \varphi) + Q \cos \omega]$$

3. Für den Winkel der Reaktion des Baugrundes mit der Normalen zur Mauerbasis:

$$\tan \beta = \frac{D \sin(\delta - \varphi) - Q \sin \omega}{D \cos(\delta - \varphi) + Q \cos \omega} \leq \tan \varphi_1.$$

Für einige trapezförmige Kaimauerprofile sind die Werte der Ausdrücke 1 bis 3 unter Annahme

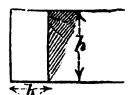
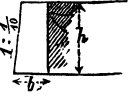
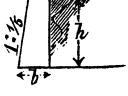
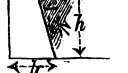
eines natürlichen Böschungswinkels der feuchten Hinterfüllungserde von $\varphi = 20^\circ$, in nachfolgender Tabelle (S. 68) zusammengestellt.

Nachstehende Tabelle zeigt, daß der Winkel β und die Spannung s bei dem Profile No. 4 kleiner sind, als beim lotrecht stehenden Rechteck; die Fläche dagegen ist etwas größer. Würde man die Fläche des Profils No. 4 gleich der Fläche des Rechtecks Profil No. 1 machen, so träte die Stützlinie um $0,002h$ bzw. $0,009h$ aus dem vorderen Drittel und es nähme ein Teil der Mauerbasis nicht an der Drucküber-

tragung teil. Da nun mit dem Heraustreten der Stützlinie aus dem vorderen Drittel um ein so geringes Maß wesentliche Nachteile nicht verbunden sind, so zieht man in der Praxis das Profil No. 4 wegen seiner übrigen Vorteile dem Rechtecke meistens vor.

Die Dimensionen der Kaimauern mit Strebepfeilern an der Hinterseite ermittelt man nach den in den Paragraphen 28 und 29 gegebenen Regeln; nur hat man hier noch Rücksicht auf den Erddruck zu nehmen, welcher auf den Seitenflächen der Strebepfeiler lastet und daher günstig auf die Stabilität derselben wirkt.

$$< \varphi = 20^\circ$$

Lauf. No.	Profil.	$\gamma = \gamma_1$					$\gamma = 0,8 \gamma_1$				
		$\frac{D}{\gamma h^2}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{F'}{h^2}$	$< \beta$	$\frac{s}{\gamma_1 h}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{F'}{h^2}$	$< \beta$	$\frac{s}{\gamma_1 h}$	
1		0,214	0,505	0,505	19° 18'	2,29	0,461	0,461	17° 14'	2,25	
2		0,214	0,475	0,425	22° —	2,09	0,433	0,383	20° —	2,04	
3		0,214	0,463	0,363	24° 45'	1,88	0,422	0,322	22° 56'	1,80	
4		0,262	0,614	0,514	19° 16'	2,10	0,590	0,490	16° 55'	2,02	

§ 31. Dimensionen der Futtermauern im Vergleiche zu denen der Stützmauern. Futtermauern werden, wie im Abschnitte III bemerkt, vor gewachsenem Boden aufgeführt und haben daher, wenn derselbe nicht zu Rutschungen neigt, einen geringeren Schub als die Stützmauer auszuhalten. Die Größe dieses Schubes hängt außer von dem natürlichen Böschungswinkel und dem spezifischen Gewichte der Erde, hauptsächlich von der Kohäsion derselben ab. Zur Zeit fehlen aber noch genaue Angaben über die letztere und ist nicht bekannt, ob Kohäsion und Reibung gleichzeitig wirken, oder ob die Reibung erst nach Überwindung der Kohäsion auftritt. Es ist daher nicht möglich, die Stärke der Futtermauern auf rein theoretischem Wege zu bestimmen, vielmehr muß man auf Erfahrungsergebnisse zurückgreifen.

So haben die Futtermauern der Gotthardbahn dieselben Stärken wie die Stützmauern erhalten, wenn der Boden bei $1\frac{1}{2}$ facher Böschung eben noch stand. Hielt sich der Boden dagegen bereits bei $1\frac{1}{4}$ facher bzw. 1facher Böschung, so nahm man die Kronenstärke der Futtermauer um 20% bzw. 40% schwächer als diejenige der Stützmauer gleicher Höhe. Weitere Angaben sind im Abschnitte VI gegeben.

Hat die Futtermauer nur die Aufgabe, die Verwitterung einer Felswand zu verhindern, so nennt man sie Verkleidungsmauer und giebt ihr an der Krone mindestens 0,4 m und an der Basis $0,4 \text{ m} + 0,1 h$ Stärke, worin h die Mauerhöhe in Metern bezeichnet. Die Böschung der Vorderfläche wählt man hierbei etwa zu $1:\frac{1}{2}$ und stellt die Lagerfugen normal zu derselben.

Abschnitt V.

Stabilität der Sammelteichmauern oder Thalsperren.

§ 32. Dimensionen der Thalsperren von dreieckförmigem Profile. Bei Beurteilung der Stabilität der Thalsperren kommt ausser dem Zustande des gefüllten Thalbeckens noch der des leeren in Frage. In beiden Fällen darf:

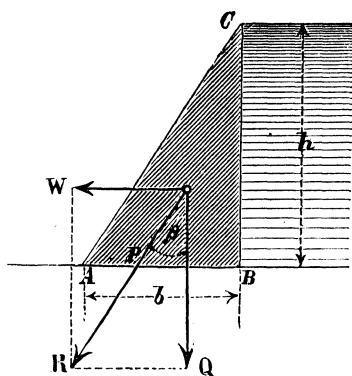
1. die Stützlinie nicht aus dem mittleren Drittel der Lagerfugen des Profiles heraustreten;
2. die Pressung an der Vorder- und Hinterkante des Profiles den zulässigen Wert nicht übersteigen;
3. der Winkel des resultierenden Druckes mit der Normalen zur Lagerfuge eine gewisse Grenze nicht überschreiten.

Auf die Innehaltung der unter 1. und 3. aufgeführten Bedingungen ist bei dieser Art von Mauern ein ganz besonderes Gewicht zu legen, da sich andernfalls leicht Risse in den Lagerfugen bilden und hierdurch die Sicherheit des ganzen Bauwerkes in Frage gestellt werden kann.

Als Grundform für das Profil der Thalsperre hat man bisher entweder das Dreieck oder das Trapez gewählt. Nehmen wir zunächst ein rechtwinkliges Dreieck ABC Fig. 58 an, dessen Kathete CB dem Wasser zugekehrt ist und vertikal steht.

Bezeichnen nun:

Fig. 58.



h die Höhe des Dreiecks und des Wasserspiegels, in Meter;

b die Basis AB , in Meter;

W den Wasserdruck für die Längeneinheit der Mauer,
in kg;

Q das Gewicht der Mauer für die Längeneinheit derselben, in kg;

R die Resultierende aus W und Q , in kg;

β den Winkel, welchen R mit der Normalen zu AB einschließt;

γ, das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk, in kg;

γ das Gewicht von 1 cbm Wasser, in kg;

so folgt:

$$W = \gamma \frac{h^2}{2}; \quad Q = \frac{\gamma_1 b h}{2}.$$

Die Resultierende aus W und Q hat ihren Angriffspunkt im Schwerpunkte des Dreiecks ABC . Soll dieselbe nun die Basis im vorderen Drittel schneiden ($AP = \frac{1}{3} AB$), so muß sie parallel zu CA gerichtet sein und es folgt daher in Bezug auf P

die Momentengleichung:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{\gamma_1 b h}{2} \cdot \frac{b}{3}.$$

$$b = h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}} \dots \dots \dots 97.$$

Für Winkel β ergibt sich

$$\tan \beta = \frac{b}{h} = \frac{\frac{1}{2} \gamma h^2}{\frac{1}{2} \gamma_1 b h} = \frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \frac{h}{b},$$

oder wenn man für $\frac{h}{h}$ seinen Wert aus Gleichung 97 einschaltet:

$$\tan \beta = \sqrt{\frac{r}{r_1}} 98.$$

$$b^2 + \left(a_2 - 2a_1 + \frac{4 \cdot W \cos \delta}{\gamma_1 h} \right) b = a_2^2 - a_1^2 + \frac{6 W d}{\gamma_1 h}.$$

Nun ist:

$$a_2 = b - a_1; \quad \frac{4 \cdot W \cos \delta}{\gamma_1 h} = \frac{4}{\gamma_1 h} \cdot \frac{a_1 h}{2} \gamma = \frac{2\gamma}{\gamma_1} a_1.$$

$$a_2^2 - a_1^2 = b^2 - 2a_1 b; \quad \frac{6 W}{\gamma_1 h} \left(\frac{1}{3} \sqrt{a_1^2 + h^2} \right) =$$

$$\left(\frac{6 h \gamma}{\gamma_1 h} \cdot \frac{\sqrt{a_1^2 + h^2}}{2} \right) \frac{1}{3} \sqrt{a_1^2 + h^2} = \frac{\gamma}{\gamma_1} (a_1^2 + h^2).$$

Schaltet man diese Werte in die Gleichung für b ein, so erhält man nach einigen Reduktionen:

$$b^2 + a_1 \left(\frac{2\gamma}{\gamma_1} - 1 \right) b = \frac{\gamma}{\gamma_1} (a_1^2 + h^2) \quad 102.$$

Der Winkel von R mit der Normalen zu AB hat den Wert:

$$\tan \beta = \frac{\frac{1}{2} \gamma h^2}{\frac{1}{2} (\gamma_1 b h + \gamma a_1 h)}, \quad \text{oder:}$$

$$\tan \beta = \frac{h}{a_1 + \frac{\gamma_1}{\gamma} b} \quad 103.$$

Zweckmässig nimmt man den Winkel β nicht gröfser als ca. 27° oder $\tan \beta = 0,5$.

Demgemäfs erhält man die Bedingungsgleichung: $0,5 = \frac{h}{a_1 + \frac{\gamma_1}{\gamma} b}$, mithin:

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= 2h - \frac{\gamma_1}{\gamma} b, \\ \text{oder auf } b \text{ reduziert: } b &= \frac{\gamma}{\gamma_1} (2h - a_1) \end{aligned} \right\} \quad 104.$$

Nimmt man a_1 bei Konstruktion des Profiles an, so ist für die Ausführung derjenige Wert von b zu wählen, welcher nach den Gleichungen 102 und 104 der gröfsere ist.

Die Normalpressungen, welche an der Vorder- und Hinterkante für die Quadrat-einheit auftreten, ermittelt man nach den Gleichungen 46 und 47, § 19, indem man für N die gesamte Vertikalkraft einführt. Ist nun e der Abstand des Durchschnittspunktes P der Resultierenden R von der Mitte der Basis, so folgt bei gefülltem Thalbecken für die Pressung an der Vorderkante:

$$s = \frac{1}{2} \left(\frac{\gamma_1 b h + \gamma a_1 h}{b} \right) \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad 105.$$

und für diejenige an der Hinterkante:

$$s_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{\gamma_1 b h + \gamma a_1 h}{b} \right) \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad 106.$$

Bei leeren Thalbecken ergeben sich die Werte für s , wenn man in letzteren Gleichungen $\gamma = 0$ setzt. Der Abstand e hat hier den Wert: $e = \frac{b}{6} - \frac{a_1}{3}$ und liegt der Durchschnittspunkt des Mauergewichtes mit der Basis von der Mitte der letzteren nach B zu, weshalb für s_1 erscheint:

$$\begin{aligned} s_1 &= \frac{1}{2} \gamma_1 h \left[1 + \frac{6}{b} \left(\frac{b}{6} - \frac{a_1}{3} \right) \right], \\ s_1 &= \gamma_1 h \left(1 - \frac{a_1}{b} \right). \quad 107. \end{aligned}$$

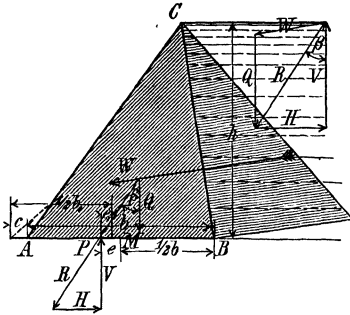
Ergiebt sich nach letzterer Gleichung für s_1 im Mauerwerke ein Wert, der gröfser ist, als es das verwandte Baumaterial zuläfst, oder wird die Fundamentsohle zu stark geprefst, so ist eine Erbreiterung der Mauer vorzunehmen.

Die Höhe, von welcher an diese Erbreiterung nötig ist, hat nach Gleichung 107 die Größe:

$$h = \frac{s_1}{\gamma_1 \left(1 + \frac{a_1}{b}\right)} \quad \dots \quad 108.$$

Das Maß, um welches eventuell die Basis der Mauer zu erbreitern ist, um den Druck auf den zulässigen Wert zu bringen, findet man durch folgende Betrachtung.

Fig. 61.



Bezeichnet allgemein Fig. 61:

- V die Vertikalkraft, welche auf die Mauerbasis wirkt, in kg;
- e den Abstand ihres Durchschnittspunktes P in der Basis von der Mitte M der ursprünglichen Basis AB , in Meter;
- c die erforderliche Erbreiterung der Basis, in Meter;
- e_1 den Abstand des Punktes P von der Mitte der erbreiterten Basis, in Meter;
- s_2 die Normalspannung an der Vorderkante der Erbreiterung in kg pro qm;

so hat man unter Vernachlässigung des Gewichtes, welches durch die Erbreiterung der Mauer hinzukommt:

$$s_2 = \frac{V}{b+c} \left(1 + \frac{6 \cdot e_1}{b+c}\right), \quad \text{oder weil: } e_1 = e - \frac{c}{2}.$$

$$s_2 = \frac{V}{b+c} \left(1 + \frac{6e-3c}{b+c}\right).$$

Durch Reduktion letzterer Gleichung auf c ergibt sich:

$$c^2 + 2 \cdot \left(b + \frac{V}{s_2}\right) c = \frac{V}{s_2} (b + 6e) - b^2, \quad \text{oder:}$$

$$c = -\left(b + \frac{V}{s_2}\right) + \sqrt{\left(b + \frac{V}{s_2}\right)^2 + \frac{V}{s_2} (b + 6e) - b^2} \quad \dots \quad 109.$$

Vernachlässigt man das Gewicht des Mauerteiles, welches durch die Erbreiterung der Basis hinzukommt, so ist bei nicht gefülltem Thalbecken

$$V = \frac{\gamma_1 b h}{2} \quad \text{und} \quad e = \frac{b}{6} - \frac{a_1}{3} \quad \text{zu setzen.}$$

Sollen in jedem Horizonte des Profiles die größten Kantenpressungen an der Innen- und Außenseite einander gleich sein und außerdem für die verschiedenen Höhen möglichst wenig von einander abweichen, so ergeben sich krummlinig begrenzte Profile, wie sie von Krantz, Crugnola, Harlacher u. A. vorgeschlagen sind (Taf. V).

Beispiel. Zu industriellen Zwecken soll das Wasser eines Baches bis auf 40 m aufgestaut werden und ist zu diesem Zwecke eine Thalsperre zu erbauen. Der Untergrund des Thales ist ein fester Thonboden, der mit Sicherheit 5 kg für das qcm Pressung erträgt. Als Baumaterial steht ein fester Kalkbruchstein zur Verfügung und sind 8 kg Pressung für das qcm des Mauerwerkes zulässig.

Wählt man zum Profile der Thalsperre das nach beiden Seiten geböschte Dreieck, Fig. 59 und nimmt den Anlauf an der Wasserseite zu $\frac{1}{8}$, ferner das spezifische Gewicht des Mauerwerkes zu 2,4 an, so folgt für die Breite der Basis, damit $\tan \beta = 0,5$, zufolge Gleichung 104:

$$b = \frac{1}{2,4} \left(2 \cdot 40 - \frac{40}{8}\right); \quad b = 31,25 \text{ m.}$$

Damit die Stützlinie bei gefülltem Thalbecken die Mauerbasis genau im vorderen Drittel schneide, muß nach Gleichung 102 die Breite b betragen:

$$b^3 + 5 \left(\frac{2}{2,4} - 1 \right) b = \frac{1}{2,4} (25 + 1600); \quad b = 26,42 \text{ m},$$

es kommt also nur der erste Wert von b in Frage.

Die Höhe, von welcher an die Thalsperre an der inneren Seite eventuell zu erbreitern ist, hat nach Gleichung 108 den Wert:

$$h = \frac{80\,000}{2400 \left(1 - \frac{5}{31,25} \right)} = 39,7 \text{ m}.$$

In Rücksicht auf die Pressung des Mauerwerkes ist also keine Erbreiterung der Basis erforderlich, wohl aber muß dieselbe eintreten wegen der zu starken Belastung des Baugrundes. Nach Gleichung 109 hat man für die Erbreiterung:

$$c = - \left(b + \frac{V}{s_2} \right) + \sqrt{\left(b + \frac{V}{s_2} \right)^2 + \frac{V}{s_2} (b + 6e) - b^2}.$$

$$\text{Nun ist} \quad b = 31,25 \text{ m}; \quad V = \frac{\gamma_1 b h}{2} = 1\,500\,000 \text{ kg}; \quad s_2 = 50\,000 \text{ kg}; \quad \frac{V}{s_2} = 30;$$

$$\frac{e}{\frac{1}{3}h} = \frac{\frac{b}{2} - a_1}{h}; \quad e = \frac{b}{6} - \frac{a_1}{3} = \frac{31,25}{6} - \frac{5}{3} = 3,55 \text{ m};$$

$$c = -61,25 + \sqrt{61,25^2 + 1576,5 - 31,25^2}; \quad c = 4,75 \text{ m}.$$

An der Vorderkante der Basis tritt bei gefülltem Thalbecken die Pressung auf:

$$s = \frac{V}{b_1} \left(1 + \frac{6e_1}{b_1} \right); \quad \text{hierin ist:} \quad V = \frac{h}{2} (\gamma_1 b + \gamma a_1) + 4,75 \cdot h \gamma;$$

$$V = \frac{40}{2} (2400 \cdot 31,25 + 1000 \cdot 5) + 4,75 \cdot 40 \cdot 1000; \quad V = 1\,790\,000 \text{ kg};$$

$b_1 = b + 4,75 = 31,25 + 4,75 = 36 \text{ m}; \quad e = 4,3 \text{ m},$ wie man leicht auf graphischem Wege findet; für s folgt daher:

$$s = \frac{1\,790\,000}{36} \left(1 + \frac{6 \cdot 4,3}{36} \right) = 85\,000 \text{ kg für das qm}$$

oder: $s = 8,5 \text{ kg für das qcm}.$

Um letztere Pressung auf 5 kg herabzuziehen, ist an der Vorderkante der Basis ebenfalls eine Erbreiterung nötig. Diese ergibt sich nach Gleichung 109 zu

$$c_1 = - \left(b_1 + \frac{V}{s} \right) + \sqrt{\left(b_1 + \frac{V}{s} \right)^2 + \frac{V}{s} (b_1 + 6e_1) - b_1^2};$$

$$\text{oder da} \quad \frac{V}{s} = \frac{1\,790\,000}{50\,000} = 35,8;$$

$$c_1 = - (36 + 35,8) + \sqrt{71,8^2 + 35,8 (36 + 6 \cdot 4,3) - 36^2}; \quad c_1 = 6,2 \text{ m}.$$

In Höhe des gewöhnlichen Wasserstandes geben wir der Thalsperre aus praktischen Rücksichten eine Breite von 5 m und lassen diese Stärke durch eine flache Kurve in die äußere Böschung übergehen. Damit bei Wellenschlag das Wasser nicht über die Mauer stürze, ist die Krone derselben ca. 3,5 m über den Hochwasserspiegel zu legen.

33. Dimensionen der Thalsperren von trapezförmigem Profile. Wählt man zu den Thalsperren trapezförmige Profile, mit horizontalen Lagerfugen, so ergibt sich für die Basisstärke gemäß Gleichung 53, damit die Stützlinie bei gefülltem Thal-

becken im vorderen Drittel der Basis liege, indem hier

$$D = W; \quad < \omega = 0; \quad h_1 = h; \quad d = \frac{h}{3 \sin \delta} \quad (\text{Fig. 62}):$$

$$b^2 + \left(a_2 - 2 a_1 + \frac{4 \cdot W \cdot \cos \delta}{\gamma_1 h} \right) b = a_2^2 - a_1^2 + \frac{2 W}{\gamma_1 \sin \delta} \quad \dots \quad 110.$$

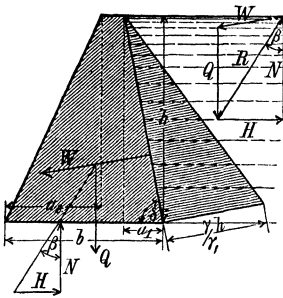
Für den Winkel β hat man nach Gleichung 75:

$$\tan \beta = \frac{W \sin \delta}{W \cos \delta + Q} \leq 0,5 \quad \dots \quad 111.$$

Die Pressung an der Vorderkante der Basis hat bei gefülltem Thalbecken unter der gemachten Voraussetzung den Wert:

$$s = \frac{2}{b} (W \cos \delta + Q) \quad \dots \quad 112.$$

Fig. 62.



Die etwa an der Innen- oder Außenseite der Mauer vorzunehmende Erbreiterung beurteilt man in derselben Weise wie bei den dreieckförmigen Profilen. Hat man den Abstand e der Stützlinie von der Mitte der Basis graphisch oder durch Rechnung ermittelt, so findet man die gesuchte Erbreiterung nach Gleichung 109.

Für V ist daselbst der Wert:

$$V = W \cos \delta + Q \quad \text{zu setzen.}$$

Ordnet man die Vorderseite des Profiles lotrecht an, so ist $a_2 = 0$, ferner hat man

$$W = \frac{\gamma h^2}{2 \sin \delta}; \quad a_1 = h \cdot \cotan \delta.$$

Setzt man diese Werte in Gleichung 110, so folgt:

$$b^2 - 2 b h \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1} \right) \cotan \delta = h^2 \left(\frac{\gamma}{\gamma_1} \frac{1}{\sin^2 \delta} - \cotan^2 \delta \right), \quad \text{oder da:}$$

$$\frac{1}{\sin^2 \delta} = \frac{1 + \tan^2 \delta}{\tan^2 \delta} = \cotan^2 \delta + 1$$

$$b^2 - 2 b h \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1} \right) \cotan \delta = h^2 \left[\frac{\gamma}{\gamma_1} - \cotan^2 \delta \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1} \right) \right] \quad \dots \quad 113.$$

Für das Rechteck ist $\delta = 90^\circ$; $\cotan \delta = 0$, mithin:

$$b = h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}} \quad \dots \quad 114.$$

Hiernach ergibt sich unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen folgende Tabelle:

Profil.	$\gamma_1 = 2 \gamma$				$\gamma_1 = 1,25 \gamma$			
	$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$< \beta$	$\frac{s}{\gamma_1 h}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$< \beta$	$\frac{s}{\gamma_1 h}$
Lotrecht stehendes Rechteck	0,707	0,707	19° 28'	2,0	0,894	0,894	24° 7'	2,00
Trapez mit lotrechter Vorderseite und unter $\frac{a_1}{h} = \frac{1}{5}$ geböschter, vom Wasser benetzter Hinterseite	0,854	0,687	17° 57'	1,8	0,951	0,784	23° 31'	1,93

Das rechteckige Profil stellt sich also in jeder Beziehung ungünstiger, als das in der Hinterseite geböschte Trapez; es verdient daher bei Wassermauern keine Anwendung.

Abschnitt VI.

Ausführung der Stütz- und Futtermauern sowie der Sammelteichmauern.**§ 34. Bemerkungen über das Material und die Bauausführung.**

Material. Stehen zum Aufbau einer Stütz- oder Futtermauer Materialien von verschiedenem spezifischen Gewichte zur Verfügung, so ist unter sonst gleichen Verhältnissen (gleiche Dauerhaftigkeit, gleicher Preis für das Kubikmeter der fertigen Mauer etc.) das schwerere Material dem leichteren vorzuziehen, indem dasselbe einerseits für die Mauer einen geringeren Materialaufwand, andererseits eine geringere Beanspruchung der Reibung in den Lagerfugen bedingt.

Um an Mauerwerk zu sparen, hat man vielfach in den Kaimauern Aussparungen angelegt und dieselben mit Trafs- oder Cementbeton gefüllt.

Es ist indessen wohl keine Frage, daß solche Betoneinlagen nicht die Solidität gewähren, wie ein gut ausgeführtes Mörtelmauerwerk; auch ist der Preisunterschied zwischen Beton und regelrechtem Mauerwerk im allgemeinen nur ein geringer, sodaß ein großer Vorteil durch die erwähnte Anordnung nicht zu erzielen ist.

Als Mischungsverhältnis hat man angewandt bei

Trafsbeton: 1 Teil Trafs, 1 Teil gelöschten Kalk, 10 Teile Sand.

Cementbeton: 1 Teil Cement, 5 Teile Sand, 10 Teile Kies; oder 1 Teil Cement, 5 Teile Sand, 8 Teile Steinschlag.

Den Mörtel für das hier in Frage kommende Mauerwerk anlangend, so verwendet man zu Wassermauern am besten einen fetten Cementmörtel und zu gewöhnlichen Stützmauern, wenn nicht Cementmörtel, so doch einen Mörtel, der hydraulische Eigenschaften besitzt, indem die Hinterseite dieser Mauern fortwährend der Nässe des Erdbodens ausgesetzt ist.

Bei den Stützmauern der hannoverschen Eisenbahnen wurde das Fundamentmauerwerk in Trafsmörtel von 1 Teil Trafs, 2 Teilen Kalk, 3 Teilen Sand ausgeführt und das aufgehende Mauerwerk im unteren Drittel mit Trafsmörtel von 1 Teil Trafs, 1 Teil Kalk, 1 Teil Sand; in den oberen zwei Dritteln dagegen mit 1 Teil Trafs, 2 Teilen Kalk, 3 Teilen Sand oder ganz in Kalkmörtel. Letztere Mischung hatte auch der Putz, mit welchem die Hinterseite der Mauern berappt wurde.

Bauausführung. Die Minimalstärke, in welcher Futter- oder Stützmauern auszuführen sind, beträgt bei Ausführung in Bruchstein je nach der Lagerhaftigkeit der verwandten Steine 0,6 m bis 0,75 m, bei Ausführung in Ziegeln 2 Stein des Normalformates.

Geht man von diesen Stärken zu größeren durch Abtreppung der Mauer an der hinteren Seite über, so ist der besseren Entwässerung wegen jeder Absatz mit einer doppelten Ziegelflachsicht oder mit einem 1 bis 1,5 cm dicken Überzuge aus Asphalt, Cement bezw. Cementmörtel (1 Teil Cement, 1 Teil Sand) unter ca. 1:2 abzudecken.

Die Außenseite der Stütz- und Kaimauern hat man wohl der größeren Widerstandsfähigkeit gegen Einwirkungen der Atmosphäre bezw. des Wassers wegen mit Quadern verblendet, während man das übrige Mauerwerk aus Ziegeln oder Bruchstein herstellte. Derartige Verbindungen von Mauerwerk sind aber des verschiedenen Setzens wegen im allgemeinen nicht zu empfehlen. Um letzteren Nachteil so weit als thunlich herabzumindern, müssen mit Quadern verblendete Mauern nicht zu rasch aufgeführt und die einzelnen Quaderschichten thunlichst niedrig gehalten werden.

Ein besseres Verfahren, um die Außenfläche einer Stütz- oder Kaimauer widerstandsfähiger zu machen, ist es, zu dieser die besten Steine von dem zur Verfügung stehenden Materiale auszusortieren und eine gröfsere Sorgfalt auf die Ausführung dieses Mauerwerkes zu verwenden. Hinsichtlich der Neigung der Lagerfugen ist bereits in § 27 das Erforderliche gesagt; hier soll nur noch über die Form derselben bemerkt werden, dafs man bei Thalsperren, welche in Bruchstein ausgeführt wurden, es vielfach vorgezogen hat, das Mauerwerk ohne durchgehende Schichten herzustellen, da ebene Lagerfugen es dem Wasser erleichtern, sich einen Weg durch die Mauer zu bahnen.

Abdeckung. Die Krone der Mauer ist durch möglichst eng nebeneinander gelegte Deckplatten von 10 bis 15 cm Stärke abzudecken. Eine Verklammerung dieser Platten ist nur da nötig, wo dieselben dem Anprall von Lasten oder einem regeren Verkehre ausgesetzt sind, also z. B. bei Hafenmauern. Hat man Platten nicht zur Hand, oder stellen sich dieselben im Preise zu hoch, so kann man auch die Krone der in Bruchstein ausgeführten Stützmauern mit behauenen Bruchsteinen in hydraulischem Mörtel und diejenige der Ziegelmauern mit einer Ziegelrollschicht, ebenfalls in hydraulischem Mörtel abdecken. Flach- oder Kopfrasen allein genügen zu diesem Zwecke nicht.

Bei den Auflagermauern der Wege-Unterführungen mit eisernem Überbau hat man wohl eine Querschwelle des Eisenbahngleises direkt auf die Abdeckungsplatten gelegt. Diese Anordnung ist indessen ganz verwerflich, weil vorzüglich die unter den Schienensträngen liegenden Platten leicht zerbrochen werden und sich durch die schwingende Bewegung, welche der Eisenbahnzug im Gefolge hat, sehr bald lockern. Den genannten Übelstand vermeidet man dadurch, dafs man an den Stellen, wo die Schienenstränge die Mauer kreuzen, besondere Quader einmauert, welche eine horizontale Oberfläche haben, während die sich an dieselben schließenden Deckplatten mit Abwässerung nach vorn versehen sind, Fig. 1 u. 1^a, Taf. II. Die Querschwelle des Gleises ruht bei dieser Konstruktion nur auf den Quadern und gestattet dem Regen an ihrer Unterseite genügenden Abflufs.

Entwässerung. Damit sich kein Wasser hinter den Stützmauern ansammele und der gestützte Erdkörper möglichst trocken gehalten werde, ist es zweckmäfsig über dem Fundamente bzw. in Höhe der undurchlässigen Erdschicht kleine Entwässerungskanäle von 15×10 cm Querschnitt auf je 5 bis 10 m Länge in der Mauer auszusparen oder Drainierröhren von mindestens 5 cm lichte Durchmesser einzumauern und an der Hinterseite mit Gerölle, welches das Wasser durchläfst, zu verschließen.

Im Falle der gestützte Erdkörper sehr feuchter Natur ist, thut man wohl, die Hinterseite der Mauer mit einer Sickerschicht, bestehend aus einer Steinpackung oder einer groben Kiesschicht, zu versehen und längs des Fufses der Mauer einen Entwässerungskanal anzulegen, aus welchem in bestimmten Entfernungen das Wasser mit Hülfe von Querkänen durch die Mauer geführt wird.

Der Längskanal ist natürlich in der Decke und den Seitenwandungen mit offenen Stofsfugen herzustellen, da sonst das Wasser nur schwer in denselben dringen würde.

Die Mauer selbst schützt man gegen das Eindringen der Nässe hinreichend, wenn man sämtliche Fugen an der Vorder- und Hinterseite mit gutem Cementmörtel (1 Teil Cement, 1 Teil Sand) sorgfältig verstreicht. Ein Überzug von Rapp-Putz an der Hinterseite dürfte weniger zu empfehlen sein, weil die Feuchtigkeit beim Rissigwerden oder Ablösen einzelner Teile des Putzes leicht in das Innere der Mauer eindringt.

Hinterfüllung. Für die Haltbarkeit des in Kalkmörtel hergestellten Mauerwerks ist es von Wichtigkeit, dasselbe einige Wochen unverfüllt stehen zu lassen, sodafs es

gehörig austrocknen kann. Die Hinterfüllungserde ist alsdann in einzelnen horizontalen Schichten von ca. 0,3 m Höhe einzubringen und jede Lage gehörig zu stampfen. Geneigte Erdschichten nach dem Bauwerke zu sind ganz zu vermeiden, da dieselben bei weniger durchlässigem Untergrunde leicht in das Gleiten auf ihrer Unterlage kommen und so auf das Bauwerk einen erheblich größeren Druck ausüben würden, als derjenige ist, für welchen es berechnet war.

§ 35. Mitteilungen über einige ausgeführte Stütz- und Futtermauern.

No. 1. Stütz- und Futtermauern der österreichischen Staatsbahn (Fig. 2 bis 5, Taf. II).

Die hier genannten Stütz- und Futtermauern sind in der Vorderseite unter $1\frac{1}{5}$ geböschst, an der Hinterseite bis auf $0,6 h$, von der Krone Fig. 2 u. 4 bezw. Schienenunterkante Fig. 3 ab gemessen, vertikal und von da unter $1\frac{1}{5}$ unterschritten. In Höhen von ca. 3 zu 3 m und in Entfernungen von 10 zu 10 m hat man dieselben mit Entwässerungsschlitten versehen. Das Mauerwerk ist in Bruchstein mit normal zur Außenfläche stehenden Lagerfugen ausgeführt und durch behauene Bruchsteine in hydraulischem Mörtel abgedeckt. Zur Bestimmung der Mauerstrecken dienten außer der nachfolgenden Tabelle die weiter unten mitgeteilten Regeln.

a. Stützmauern mit Erdhinterfüllung (Fig. 3, Taf. II). Die Kronenstärke wurde bei Ausführung des Mauerwerks in Mörtel nach folgender Tabelle berechnet:

Überschüttungshöhe h_1	Kronenstärke bei einer Mauerhöhe h													
	0—1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	20 m
0—0,3	0,60	0,61	0,79	0,97	1,15	1,33	1,51	1,69	1,87	2,05	2,41	2,77	3,13	3,85
2	0,60	0,69	0,91	1,11	1,30	1,49	1,68	1,87	2,05	2,23	2,60	2,96	3,33	4,05
4	0,60	0,73	0,99	1,21	1,42	1,62	1,82	2,02	2,21	2,39	2,77	3,14	3,51	4,24
6	0,60	0,75	1,03	1,29	1,51	1,73	1,94	2,15	2,34	2,53	2,92	3,30	3,68	4,42
8	0,60	0,76	1,06	1,33	1,58	1,81	2,04	2,25	2,46	2,66	3,06	3,45	3,83	4,58
10	0,60	0,76	1,08	1,37	1,63	1,88	2,11	2,34	2,56	2,77	3,18	3,59	3,97	4,74
12	0,60	0,76	1,09	1,39	1,67	1,93	2,18	2,41	2,64	2,87	3,29	3,71	4,10	4,89
16	0,60	0,76	1,09	1,42	1,72	2,00	2,28	2,53	2,78	3,02	3,47	3,90	4,33	5,14
20	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,05	2,34	2,61	2,88	3,13	3,62	4,08	4,52	5,37
24	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,08	2,38	2,67	2,96	3,22	3,73	4,22	4,69	5,57
30	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,08	2,41	2,73	3,02	3,31	3,86	4,37	4,88	5,82
40 m	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,08	2,41	2,74	3,07	3,40	4,01	4,57	5,09	6,13

Betrag das Gewicht des Mauerwerkes pro cbm ($= \gamma_1$) weniger als 2100 kg, so wurde anstatt der sich aus der Tabelle ergebenden Kronenbreite b die Breite $\frac{2100}{\gamma_1} b$ ausgeführt.

Bei Stützmauern an Abhängen fester Felsen legte man der Kronenbreite die Höhe h_2 zu Grunde, um welche die Schienenunterkante (Fig. 3) über dem Punkte lag, wo der Felsen die Hinterkante der Mauer schnitt.

b. Stützmauern mit Hinterpackung aus Steinen (Fig. 2, Taf. II). Stützmauern, welche bis zur Kronenhöhe mit Steinen hinterpackt wurden, erhielten eine geringere Stärke als die mit Erde hinterfüllten und zwar wurde die Kronenstärke bei einer Überschüttungshöhe von $h_1 \leq h$ um $\frac{h}{20}$ verringert und bei $h_1 > h$ um $\frac{h}{15}$.

c. Futtermauern. In Einschnitten, deren Material sich bei $1\frac{1}{2}$ facher Böschung gerade noch hielt, wurden die Dimensionen der Futtermauern nach vorstehender Tabelle

bestimmt; dagegen führte man die Kronenbreite b um $\frac{h}{20}$ geringer aus, wenn das Erdmaterial schon bei $1\frac{1}{4}$ facher Böschung stand. Als Minimalstärke war für die Krone der Futtermauern das Maß von 0,6 m festgesetzt.

d. Verkleidungsmauern (Fig. 5, Taf. II). Dieselben erhielten in der Vorderfläche den Anlauf $1:\frac{1}{5}$, normal zu dieser stehende Lagerfugen und die Stärke von 0,4 m an der Krone und $0,4\text{ m} + 0,1\text{ h}$ an der Basis. Der Anlauf an der Hinterseite betrug daher ca. $1:\frac{1}{10}$.

No. 2. Stütz- und Futtermauern der Gotthardbahn (Fig. 6 bis 16, Taf. II).

Dieselben wurden aus gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk hergestellt und in der Vorderfläche entweder mit $1:\frac{1}{5}$ Anlauf, oder senkrecht ausgeführt. Im letzteren Falle erhielt die Hinterseite Abtreppungen, im ersteren dagegen bis zum Fundamente vertikale Lage und von da eine Unterschneidung von $1:\frac{1}{5}$. Insbesondere bei großen Höhen wurden die Mauern mit Steinen hinterpackt und bei Ausführung an Hängen in Höhe der Fundamentoberkante mit Entwässerungsschlitzten versehen. Die Lagerfugen erhielten normale Lage zur Vorderfläche der Mauer und dienten zur Abdeckung der Mauerkrone behauene Bruchsteine in hydraulischem Mörtel.

Dimensionen. a. Stützmauern ohne Überschüttung (Fig. 10 bis 14, Taf. II). Bei Anwendung der Profile Fig. 10 bis 13 wurde die Kronenbreite nach Tabelle I bestimmt. Für das Profil Fig. 14 wurden dagegen die Tabellen I und II entsprechend der Fundierungstiefe h_2 benutzt.

Tabelle I zu den Figuren 10, 11, 12 u. 13.

Mauerhöhe h in Meter.	Kronenbreite b in Meter			
	Vorderfläche $1:\frac{1}{5}$		Vorderfläche vertikal	
	unbelastet.	belastet.	unbelastet.	belastet.
	Fig. 10	Fig. 11	Fig. 12	Fig. 13
1	0,60	0,60	0,60	0,65
3	0,60	0,80	0,60	0,90
5	0,90	1,30	1,20	1,60
7	1,20	1,60	1,60	2,00
10	1,60	2,10	2,30	2,60
12	2,00	2,40	2,80	3,00
15	2,60	3,00	3,50	3,70
20	3,50	3,80	—	—

Tabelle II zu Fig. 14.

Mauerhöhe h m	Kronenbreite b m	Verstärkung der Kronenbreite in Prozenten derselben bei der Fundierungstiefe h_2				
		2	3	4	6	8 m
1	0,65	22	24	25	25	25
3	0,90	15	18	20	23	25
5	1,60	11	15	17	19	21
7	2,00	9	12	14	17	19
10	2,60	7	10	12	15	17
12	3,00	6	9	10	13	15
16	3,70	5	7	9	12	14

b. Stützmauern mit Überschüttung (Fig. 15 u. 16, Taf. II). Für diese Mauern gilt die Tabelle III in Verbindung mit Tabelle II.

Tabelle III zu Fig. 16.

Mauerhöhe h in Meter.	Kronenbreite bei der Überschüttungshöhe h_1							
	1	2	3	4	5	10	15	20 m
1	0,60	0,60	—	—	—	—	—	—
3	0,80	0,90	0,95	—	—	—	—	—
5	1,25	1,35	1,40	1,45	1,45	1,60	1,70	—
7	1,60	1,70	1,75	1,80	1,85	2,00	2,10	2,30
10	2,10	2,20	2,30	2,40	2,45	2,70	2,95	3,10
15	3,10	3,30	3,40	3,50	3,60	4,00	4,30	4,50
20	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	5,20	5,60	6,00

c. Futtermauern (Fig. 6 bis 8, Taf. II). Die Kronenbreite derselben wurde in Einschnitten, welche mit $1\frac{1}{2}$ fachen Böschungen standen, gleich derjenigen der Stützmauern nach Tabelle I oder III berechnet. Hielt sich das Erdmaterial bereits bei 1facher bzw. $1\frac{1}{4}$ facher Böschung, so verminderte man die Breite bis auf 0,6 bzw. 0,8 der vorstehenden.

d. Verkleidungsmauern (Fig. 9, Taf. II.) Diese erhielten 0,6 m Kronenbreite $1:\frac{1}{5}$ Anlauf in der Vorderfläche und $0,1\frac{1}{2}$ Breite in der Sohle; im Minimo jedoch 0,6 m.

No. 3. Wege-Unterführung mit Durchlaß in der Bahnlinie Wittenberge-Geestemünde (Fig. 1 bis 1^a, Taf. II).

Die Verbindung des Durchlasses mit der Unterführung ist bei diesem Bauwerke in der Weise zur Ausführung gebracht, daß man den durch den Bahndamm zu leitenden Abzugsgraben längs des Flügels *AB* Fig. 1^a zwischen die Wangenmauern der Unterführung leitete und von hier längs des Flügels *CD* wieder heraus. Die Unterführung hat eine lichte Weite von 3,8 m, während die des Durchlasses nur 2,5 m beträgt. Zur Vermittelung letzterer Weiten haben die Wangenmauern ca. 1 m über der Wegekrone in den Vorderflächen Schrägen von $1:\frac{1}{5}$ erhalten, welche an die, eine Kehle bildende, Hintermauerung des Gewölbes anschließen. An der Hinterseite sind die genannten Mauern von den Schrägen ab bis zur Fundamentsohle unter $1:\frac{1}{5}$ unterschritten.

Durch diese Anordnung wird einerseits erreicht, daß sich die Wangenmauern möglichst der Form der Stützlinie anschließen und andererseits, daß das Gewölbe des 2,5 m weiten Durchlasses im mittleren Teile der Unterführung keine besonderen Widerlager erfordert und durch den Schub, welchen es auf die Seitenmauern ausübt, einen Teil des auf dieselben wirkenden Erddruckes aufhebt.

Das Gewölbe ist aus Ziegeln in der Stärke von 1 Stein und mit 0,6 m Pfeil ausgeführt. Die Hintermauerung wird in den Teilen des Gewölbes, *ON* und *LP*, welche innerhalb der Flügel liegen, oben durch zwei in der Richtung *DO* bzw. *OQ* abfallende Ebenen begrenzt. Der Übergang der Hintermauerung des mittleren Teiles in die Ebene *OQ* wird bei *NH* durch ein Dreieck *NHG* gebildet, dessen Seite *GN* in letzterer Ebene liegt. Die Flügel der Unterführung haben ein ähnliches Profil wie die Wangenmauern nur ist derselben über der Schräge ein Anlauf von $1:\frac{1}{10}$ gegeben. Die Hinterseite ist unter $1:\frac{1}{5}$ so unterschritten, daß der Schwerpunkt des Flügelprofils in jedem Abstand von der Stirn des Bauwerkes auf eine genügende Länge unterstützt bleibt. Es nimmt daher die Unterschneidung von der Stirn nach dem Flügelanfänger zu von 0,8 bis 0,4 m in der Fundamentbasis ab und bildet infolge dessen die obere Begrenzungslinie derselben eine nach dem Flügelanfänger zu fallende Linie. Die Lagerfugen des Mauerwerkes sind sämtlich horizontal ausgeführt. Es geschah dieses bei den Schrägen, um dem Wasser, welches sich etwa auf denselben sammelt, keine Gelegenheit zu geben bei schlechter Ausfüllung der Fugen mit Mörtel, in das Innere des Mauerwerkes zu dringen, und war im vorliegenden Falle nicht mit Schwierigkeiten verknüpft, da die Ausführung in Bruchstein erfolgte.

Zur Abdeckung der Absätze an der Hinterseite der Wangen und Flügelmauern dienen doppelte Ziegelflächschichten und für die oberen Begrenzungsflächen dieser Mauern Deckplatten von 0,6 m Breite bei 0,14 m Dicke. Die über den oberen Abdeckungsplatten liegenden Querschwellen des Eisenbahngleises sind auf besonderen Quadern von 0,6 m Länge und einem Querschnitt von $0,3 \times 0,3$ m gelagert. Die Quader sind in ihrer Oberfläche horizontal gearbeitet, die Deckplatten dagegen mit einer Abwässerung

nach vorne unter ca. 1:20 versehen, sodaß zwischen ihnen und den Querschwellen ein sich allmählich erweiternder Zwischenraum entsteht.

Die Mittellinie des Druckes für die Wangenmauern ist unter Annahme einer der mobilen Last entsprechenden Erdüberschüttung von 0,8 m und eines natürlichen Böschungsmittels $\varphi = 35^\circ$ nach den früher angegebenen Regeln konstruiert. Um nun die Veränderung zu bestimmen, welche diese Linie durch den Gewölbeschub erleidet, war es erforderlich, in das Gewölbe die Drucklinie zu zeichnen. Zu dem Ende wurde die Hälfte desselben nebst Überschüttung durch Vertikallinien in 5 gleich breite Lamellen geteilt und das Kräftepolygon Fig. 1^a aus den vertikalen Mittellinien der letzteren gebildet. Der Horizontalschub $OA = H$ konnte bei der geringen Pfeilhöhe des Gewölbes unter der Voraussetzung ermittelt werden, daß die Drucklinie mit der Mittellinie des Bogens zusammenfalle. In dem Schlufsstrahl $\overline{05}$ (Fig. 1^a) hatte man nun den gesuchten Gewölbeschub seiner Größe und Richtung nach. Um diesen in das Kräftepolygon für die Stützmauer Fig. 1^b zu übertragen, mußte die Länge $\overline{05}$ im Verhältnisse der Breite der Gewölbelamellen zur Höhe der Lamellen der Wangenmauer (bezw. Druckfläche) reduziert werden, d. i. $\frac{0,31}{1,95} = \frac{1}{6,3}$. Hiernach ergab sich in Fig. 1^b $g = \frac{1}{6,3} \overline{05}$.

Indem man nun aus dem Schnittpunkte des Gewölbeschubes g und der durch M_1 gehenden Reaktion einen Strahl parallel \overline{ot} (Fig. 1^b) zog, erhielt man die Richtung des Druckes, welche bei Berücksichtigung des Gewölbeschubes auf die Fundamentsohle wirkt, und in M_2 den Angriffspunkt desselben. Sofern auf das Gewölbe eine mobile Last drückt, entfernt sich allerdings letzterer Punkt von M_2 um ein Bestimmtes, jedoch ist die Verschiebung nur unbedeutend.

Näheres über das im Vorstehenden beschriebene Bauwerk findet man in einem Artikel des Verfassers in der Zeitschrift des hannoverschen Architekten- und Ingenieur-Vereins Band XIX, Jahrgang 1873, Heft 2: Wege-Unterführung mit Durchlaß in der Bahnlinie Wittenberge-Geestemünde, von E. Häsele, Baumeister zu Berlin.

No. 4. Stützmauer mit Absätzen an der Hinterseite (Fig. 6, Taf. IV).

Dieses vielfach in Deutschland und Frankreich angewandte Profil eignet sich hauptsächlich für Kaimauern, vergl. § 30; dagegen ist es für gewöhnliche Stützmauern, deren Hinterfüllungs Erde einen natürlichen Böschungswinkel von ca. 33° hat, in jeder Beziehung dem Rechteck nachzustellen.

Die in der Fig. 6 dargestellte Abtreppung ist, wie früher angeführt, nicht zweckmäßig. Man sollte die Absätze in ihrer Oberfläche stets geneigt anordnen und mit einer doppelten Ziegelflachsicht, oder sonst sicher abdecken.

No. 5. Englische Stützmauer (Fig. 7, Taf. IV).

Die sogen. englische Stützmauer schließt sich in ihrer Form möglichst der Mittellinie des Druckes an und ist daher mit verhältnismäßig wenig Material herzustellen. Sie hat indessen den Nachteil, daß sie ohne Anordnung von Strebepfeilern an der Hinterseite meist nicht stabil im unverfüllten Zustande ist; auch ist die Ausführung schwieriger als diejenige einer ebenen Mauer.

No. 6. Unterschnittene Stützmauer mit starkem Anzuge in dem unteren Teile (Fig. 1, 1^a, 1^b, Taf. III).

Der englischen Stützmauer verwandt, aber einfacher in der Ausführung ist die neuerdings vielfach angewandte Stützmauer, mit starkem Anzuge und Unterschneidung in dem unteren Teile.

Die Unterschneidung ist bei diesen Mauern nur soweit auszudehnen, daß dieselben auch im nicht verfüllten Zustande stabil sind.

Gegentüber den gewöhnlich angewandten Stützmauern, deren Vorder- und Hinterseite im Profile eine Gerade ist, spart man bei Anwendung der genannten unterschneitten Mauern ganz erheblich an Material und Arbeitslohn. Die Lagerfugen der stark geböschten Mauerteile hat Verfasser bei den in Bruchstein ausgeführten Bauwerken der Eisenbahnlinie Wittenberge-Lüneburg horizontal angeordnet, um es den atmosphärischen Niederschlägen zu erschweren, in das Innere des Mauerwerkes zu dringen. Bei Verwendung von Cementmörtel ist indessen auch die normale Fugenlage zur Außenfläche zulässig.

No. 7. Stütz- und Futtermauern der Moselbahn (Fig. 3 u. 3^a, Taf. III).

Mauern mit steilerem Anlaufe als $1:1\frac{1}{2}$ wurden in Mörtelmauerwerk, flacher geneigte in Trockenmauerwerk hergestellt, wenn nicht besondere Umstände dichte Fugen verlangten. Die angeschnittenen Schuttkegel, welche meistens mit Wein bepflanzt waren, erhielten, wenn sie wasserdurchlässig gelagert waren, eine Abpflasterung unter $1:1$. Bei Boden mit mehr Lehm oder Thongehalt erfolgte dagegen die Deckung der Anschnittsflächen durch Mörtelmauern mit $\frac{1}{10}$ bis $\frac{3}{8}$ Anzug, welche in Längen von 3 bis 6 m in Angriff genommen und sorgfältig entwässert wurden.

War die Bahn zu beiden Seiten durch unzugängliche Böschungen begrenzt, so wurde im Anschnitte die Vorderfläche der bergseitigen Mauer über dem Planum in Entfernungen von 8 bis 10 m auf 2 m Breite vertikal gestaltet, um Sicherheitsnischen für das Bahnpersonal zu schaffen (Fig. 3). Als Material für die Mauern ist der meistens an Ort und Stelle in Platten von durchschnittlich 10 cm Stärke anstehende Grauwacken und Thonschiefer verwendet, welcher eine große Festigkeit und Wetterbeständigkeit besitzt.

Felsanschnitte wurden, bei der am linken Ufer größtenteils günstigen Lage der Schichten, nach $1:\frac{1}{6}$ bis $1:1\frac{1}{2}$ abgeösch. Es zeigte sich jedoch, daß das Böschungsverhältnis $1:\frac{1}{6}$ selbst bei günstiger Richtung der Schichten zu steil war, indem sich die Schichtenköpfe häufig in kurzer Zeit nach unten bogen und oben Risse veranlaßten. Man ermäßigte daher die Neigung der Böschungen je nach den Umständen auf das Verhältnis von $1:\frac{1}{4}$ bis $1:\frac{3}{4}$, ersteren Falles unter gleichzeitiger Verkleidung der Anschnittsflächen mit Mörtelmauerwerk. Näheres Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, Jahrg. 1883, S. 65; Fröh. Über den Bau der Moselbahn.

No. 8. Stützmauer im Einschnitt bei Blisworth der London-Birminghamer Eisenbahn (Fig. 2, 2^a, Taf. III).

Die vorstehend genannte, in Bruchstein hergestellte Mauer dient zur Abstützung einer ca. 8 m hohen Thonschicht, auf welcher Kalkfels in ca. 10 m Mächtigkeit lagert. Dieselbe ist als Stützmauer von trapezförmigem Profile mit Strebepfeilern auf je 6,27 m der Länge ausgeführt. Um das Wasser von der unteren Thonschicht abzuhalten, sind Sickerkanäle $a\ b$, $c\ b$ an der Hinterseite der Mauer angelegt, welche das durch den Kalkfelsen sickernde Wasser auffangen und bei b , einem in der Mauer angebrachten Abzugskanale zuführen.

No. 9. Futtermauer der unterirdischen Eisenbahn zu London (Fig. 8 u. 8^a, Taf. IV).

Diese Mauer ist mit Strebepfeilern und dazwischen gespannten Gewölben ausgeführt. Die Pfeiler haben von Mitte zu Mitte 3,3 m Abstand und sind in ca. 5 m Höhe

über dem Fundamente durch gußeiserne Balken gegen die Strebepfeiler der gegenüberliegenden Mauer abgestützt. Zur Vermehrung der Stabilität sind die Gewölbe unter $1:1/2$ nach hinten geneigt und mit einer lotrecht in der Außenfläche abgegrenzten Betonschicht hinterfüllt. — Die Ausführung der Gewölbe und Strebepfeiler erfolgte in Backstein, die des Fundamentes in Beton.

No. 10. Stützmauern mit Strebepfeilern und stehenden Gewölben bei Bahnhof Malsfeld (Fig. 4, 4^a u. 4^b, Taf. III).

Die vorstehend genannte Stützmauer grenzt den Bahnhof Malsfeld gegen die in östlicher Richtung liegende Bergisch-Märkische Bahn (Kassel-Bebra) ab. Der äußerst ungünstige Baugrund: plastischer Thon mit geneigt liegenden, stark wasserführenden Treibsandschichten, bedingte eine Konstruktion von großer Stabilität bei möglichst geringen Mauermassen, welche auch die Anlage einer zweckentsprechenden Entwässerung gestattete.

Auf Grund dieser Bedingung wurde das vorliegende Projekt von dem Herrn Regierungsbaumeister Willeke entworfen und kam im Laufe des Sommers 1878 zur Ausführung. Die Stützmauer besteht, wie aus den Fig. 4 u. 4^a ersichtlich, aus Strebepfeilern mit dazwischen gespannten stehenden Gewölben von 5,8 m Spannweite, 0,4 m Dicke und 10 m Radius der inneren Wölblinie. Die Gewölbe ruhen auf Erdbögen, die ihr Widerlager an den Strebepfeilern finden und haben nach hinten zur Verringerung des Erddruckes die Neigung $1:1/11$ erhalten. Oben sind dieselben durch Bögen überspannt, um den darüber liegenden Raum bis zur Vorderkante der Strebepfeiler nutzbar zu machen.

Das Fundament wurde des schlechten Baugrundes wegen bedeutend verbreitert und gegen Ausweichen durch eine Spundwand von 4,5 m Länge bei 12 cm Stärke gesichert. Entsprechend der Druckrichtung, gegen welche die Fundamentsohle normale Lage erhielt, wurde die Spundwand unter $1:1/2$ eingerammt.

Die Ausführung der Mauer erfolgte mit Ausnahme der Ecken und vorderen Teile der Gewölbe in Cyklopenmauerwerk, weil die Bearbeitung der zur Verfügung stehenden Steine, meist Findlinge, zu viel Abfall ergeben und bedeutende Herstellungskosten erfordert haben würde.

Zur Entwässerung des hinter der Stützmauer liegenden Erdreiches wurde in die äußere Begrenzungsfläche (BC, Fig. 4^a) der rechtsseitigen Schüttung ein System von Sickerkanälen aus Steinpackung gelegt, welche die aufgefangenen Wasser einem vor dem Fundamente der Mauer angeordneten Abzugsgraben zuführten. Letzterer ist aus Cementbeton hergestellt und kostete pro Meter 16 M. 48 Pf., während ein aus Bruchsteinen von derselben lichten Weite und Höhe erbauter Durchlaß ca. 35 M. pro Meter erfordert haben würde. Die Hinterfüllung des Bauwerkes erfolgte in Schichten, welche eine Neigung auf die angrenzende Erdschüttung zu hatten.

Statische Berechnung. a. Das obere Gewölbe. Dasselbe hat 6 m mittleren Radius, 40 cm Dicke und eine Übermauerung im Scheitel von 1,3 m Höhe. Der Horizontalschub im Gewölbe beträgt daher, wenn das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk zu 2400 kg angenommen wird: $H = 6 \cdot 1,3 \cdot 2400 = 18720$ kg pro Meter der Tiefe, und dementsprechend die Beanspruchung im Gewölbescheitel:

$$s = \frac{18720}{40 \cdot 100} = 4,68 \text{ kg pro qcm.}$$

Das Gewicht des Gewölbes nebst Übermauerung berechnet sich zu

$$G_1 = 5,8 \left(2 - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \right) 1,2 \cdot 2400 = 24480 \text{ kg.}$$

b. Das stehende Gewölbe. Nimmt man das Gewicht der Hinterfüllungserde zu 1600 kg pro cbm und den natürlichen Böschungswinkel derselben zu $\varphi = 33^\circ$ an, so folgt für den Erddruck auf das unter $1:1/11$ nach hinten geneigte Gewölbe, gemäß Gleichung 11

$$D = 0,11 \gamma h^2 = 0,11 \cdot 1600 \cdot 6^2 = 6340 \text{ kg}$$

pro lauf. Meter der Mauer.

Dieser Druck zerlegt sich in eine Kraft normal zum Gewölbe und in eine andere parallel zu demselben. Erstere beträgt für den unteren 1 m hohen Teil des Gewölbes

$$N = 0,11 \gamma (h^2 - h_1^2) \cos \varphi = 0,11 \cdot 1600 (6^2 - 5^2) 0,839 = 1620 \text{ kg pro lauf. m}$$

und erzeugt im Gewölbe die Normalpressung, da der mittlere Radius desselben $r = 10,2 \text{ m}$ und die Dicke $= 40 \text{ cm}$ ist:

$$n = \frac{r \cdot 1620}{40 \cdot 100} = \frac{10,2 \cdot 1620}{4000} = 4,1 \text{ kg pro qcm.}$$

Der in die hintere Wandfläche des Gewölbes fallende Teil von D wird von demselben auf den Erdbogen übertragen.

Das Gewicht des Gewölbes hat die Gröfse $G_2 = 6 \cdot 5,8 \cdot 0,4 \cdot 2400 = 33400 \text{ kg}$ und der auf jeden Strebepfeiler wirkende Erddruck:

$$D_1 = D \cdot (5,8 + 1,75) = 6340 \cdot 7,55 = 47970 \text{ kg (über Terrain)}$$

$$D_2 = 1,5 \cdot 1,75 \cdot 3 \cdot 1600 = 12600 \text{ kg (unter Terrain).}$$

c. Der Erdbogen. Derselbe liegt in einer unter $1:1/11$ geneigten Ebene und erhält in Richtung der letzteren folgende metrische Belastungen:

$$1. \text{ durch das Eigengewicht des stehenden Gewölbes } 6 \cdot 0,4 \cdot 2400 \cdot \cdot \cdot 5760 \text{ kg}$$

$$2. \text{ durch die Komponente des Erddruckes } D, \text{ welche in die Richtung} \\ \text{ von } 1:1/11 \text{ fällt } D \sin \varphi = 6340 \cdot 0,545 = \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot 3450 \text{ „}$$

$$3. \text{ durch das Eigengewicht des Erdbogens } 0,4 \cdot 0,8 \cdot 2400 = \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot 770 \text{ „}$$

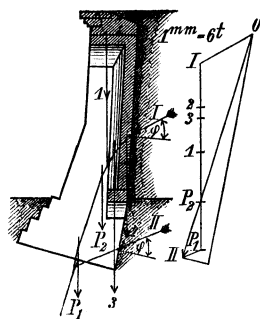
$$\text{Summa} \cdot \cdot \cdot 9980 \text{ kg.}$$

Der Erdbogen hat 6,2 m mittleren Radius, 0,4 m Dicke und 0,8 m Länge. Es wirkt sonach in demselben ein Horizontalschub

$$H = 6,2 \cdot 9980 = 61880 \text{ kg (abger.)} \quad \text{und eine Scheitelpressung}$$

$$s = \frac{61880}{40 \cdot 80} = 19,3 \text{ kg pro qcm.}$$

Fig. 63. Fig. 63a.



Für das Gewicht des Erdbogens, einschliesslich seiner Übermauerung ergibt sich:

$$G_3 = 0,8 \cdot 5,8 \left(1,04 - \frac{2}{3} \cdot 0,64 \right) 2400 = 6830 \text{ kg (abger.).}$$

d. Die Strebepfeiler. Als Gewichte ergeben sich für

1. das Fundamentmauerwerk des Pfeilers

$$P_1 = 2,4 \cdot 2 \cdot 2400 = \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot 34560 \text{ kg}$$

2. das aufgehende Mauerwerk

$$P_2 = 6 \cdot 1,8 \cdot 1,75 \cdot 2400 = \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot 45360 \text{ „}$$

$$\text{Gesamtgewicht } P = \cdot \cdot \cdot 79920 \text{ kg.}$$

Trägt man die auf den Strebepfeiler wirkenden Kräfte in dem Kräfteplane Fig. 63a zusammen und konstruiert im Profile Fig. 63 die Mittellinie des Druckes, so schneidet dieselbe die Fundamentbasis rechts von der Mitte. Die Normalpressung ist mithin an der Hinterkante der Basis gröfser als an der Vorderkante und zwar ergibt sich für erstere

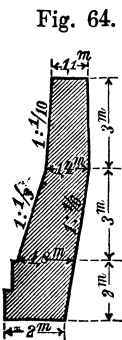
$$n = \frac{180000}{2,75 \cdot 3,4} \left(1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{0,32}{3,4} \right) = 19560 \text{ kg pro qm} = 2,0 \text{ kg pro qcm (abger.)}$$

und für letztere

$$n_1 = \frac{180000}{2,75 \cdot 3,4} \left(1 - \frac{1}{6} \frac{0,32}{3,4}\right) = 18960 \text{ kg pro qm} = 1,9 \text{ kg pro qcm (abger.)}$$

Damit die Mittellinie in der Mitte der Basis austrete, müßte der Erddruck auf den Pfeiler sich auf das 1½fache steigern. Die Mauer bietet also eine große Stabilität selbst dann, wenn der Erddruck infolge einer Störung in der Entwässerung der Hinterfüllung erheblich größer, als in der Berechnung angenommen, werden sollte.

Kostenberechnung. Laut Abrechnung setzen sich die Kosten der in Rede stehenden 47,8 m langen Stützmauer wie folgt zusammen:



I. Arbeitslohn.			
96,2	cbm	Fundamentmauerwerk, je 2,5 M.	240 M.
206,7	"	aufgehendes Mauerwerk, je 3,0 M.	620 "
96,0	"	Gewölbemauerwerk, je 6,0 M.	576 "
Summa			1436 M.

II. Mauermaterialien.			
Bruchstein	1,25.398,9	je 6 M.	2992 M.
Kalk	0,12.398,9	je 15 M.	718 "
Sand	0,24.398,9	je 3 M.	287 "
Summa			3997 M.

Hiernach betragen die Kosten pro lauf. Meter der Mauer $\frac{1436 + 3997}{47,8} = 114$ M. Hätte man der Stützmauer das Profil Fig. 64 gegeben, so würden sich die Kosten auf ca. 161 M. pro Meter belaufen, mithin um 47 M. pro Meter höher gestellt haben. Eine noch größere Preisdifferenz würde sich bei Mauern mit den üblichen trapezförmigen Profilen im Vergleiche zu der besagten Stützmauer ergeben haben.

No. 11. Stützmauer mit Strebepfeilern in der Great Western Bahn (Fig. 5 u. 5*, Taf. III).

Zwischen den Strebepfeilern sind Gewölbe unter 1:2 angeordnet, welche sich einerseits gegen die Berglehne, an welcher die Mauer erbaut ist, andererseits gegen die Pfeiler stützen. Hierdurch hat man erreicht, daß der auf dem Teile ABC des Gewölbes (Fig. 5*) lastende Normaldruck direkt auf den Baugrund und nur der übrig bleibende auf die Strebepfeiler übertragen wird.

No. 12. Hollstein's offene, patentierte Stützmauer (Fig. 7 u. 7*, Taf. III). Dieselben bestehen aus gleich weit von einander abstehenden Pfeilern, welche durch ein System von übereinander angeordneten Bögen gleichen Krümmungshalbmessers miteinander verbunden sind. In die so zwischen den Bögen gebildeten Öffnungen tritt die Hinterfüllungserde unter ihrem natürlichen Böschungswinkel bzw. ist dieselbe durch eine Steinpackung mit entsprechend steilerer Böschung ersetzt. Die Hollstein'sche Mauer bietet also den Vorteil, daß ein Teil des zur Stabilität erforderlichen Gewichtes durch Erdreich, bzw. eine Steinpackung erzeugt wird.

Anstatt der gemauerten Bögen kann man auch hölzerne oder eiserne Bühnen (z. B. solche aus alten Eisenbahnschienen) verwenden und anstatt der Pfeiler, Gertüste aus Holz oder Eisen; jedoch dürften sich diese Anordnungen nur für provisorische Zwecke empfehlen. Die genannten Bögen sind sorgfältig mit Asphaltfilz oder mit einer Cementmörtel- bzw. Asphaltschicht abzudecken und in den Kämpfern mit Abwässerung zu versehen, damit hier das Sickerwasser nicht stehen bleiben könne.

Was die Stabilität der Hollstein'schen Mauer anlangt, so ist dieselbe ähnlich wie diejenige einer ebenen Stützmauer mit Strebepfeilern zu beurteilen. Denkt man sich durch die hinteren Bogenscheitel die Ebene CE Fig. 7^a auf Taf. III gelegt, so ist der Druck auf diese ebenso groß wie auf eine Mauerfläche derselben Neigung.

Bezeichnet nun

D den metrischen Erddruck auf die Ebene CE , in kg;

l den mittleren Abstand der Pfeiler von Innenkante zu Innenkante gemessen, in Meter;

F die Fläche $JKLM$ zwischen der inneren Laibung des untersten Bogens und der Terrainlinie JM , in qm;

a die mittlere Höhe des Erdprismas, welches den Erddruck auf die Fläche $JKLM$ mißt, in Meter;

γ das Gewicht von 1 cbm Erde, in kg;

φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde,

so übertragen die sich beiderseits an den Pfeiler schließenden Bögen einen Erddruck auf denselben, welcher die Größe $Dl - Fa \cdot \gamma$ hat und unter dem Winkel φ zur Normalen CE wirkt. Zu diesem Erddrucke kommt noch der direkt auf der Hinterfläche des Pfeilers lastende.

Vereinigt man diese beiden Erddrücke mit dem Eigengewichte des Pfeilers, vermehrt um das Gewicht der Bogen nebst Überschüttung zwischen zwei benachbarten Pfeilern, so muß die Resultierende die Pfeilerbasis innerhalb des mittleren Drittels schneiden und mit der Normalen derselben einen Winkel einschließen, der kleiner als der betreffende Reibungswinkel ist.

Auf jeden Bogen wirkt, wie leicht aus den zugehörigen Druckfiguren zu ersehen, pro lauf. Meter ein gewisser Erddruck ΔD , welcher vom Scheitel nach dem Kämpfer allmählich zunimmt. Setzt man diesen mit dem zugehörigen metrischen Gewichte des Bogens und seiner Überschüttung zusammen, so erhält man eine Vertikalkraft, welche den Bogen belastet und eine Horizontalkraft, die ausbiegend und umstürzend auf denselben bezüglich seiner Sehne wirkt. Der Bogen ist nun so stark zu konstruieren, daß er diesen Kraftwirkungen genügend widerstehen kann.

Der Materialaufwand für die Hollstein'sche Stützmauer ist, verglichen mit demjenigen für die gewöhnlichen trapezförmigen Stützmauern, ein erheblich geringerer; dagegen bietet dieselbe den zerstörenden Einflüssen der Witterung mehr Flächen und hat ein höchst unvorteilhaftes Aussehen. Die fragliche Mauer dürfte sich daher mehr für provisorische Stützmaueranlagen und zwar in der Ausführung empfehlen, bei welcher die Gewölbe durch hölzerne oder eiserne, gegen einander abgestempelte Bühnen ersetzt sind.

No. 13. Kaimauer der Shadwell-Docks (Fig. 6, 6^a u. 6^b, Taf. III).

Dieselbe ist in ihrem unteren Teile mit Durchbrechungen versehen, welche oben und landwärts durch Gewölbe geschlossen sind. Der obere trapezförmige Teil enthält einen gemauerten kreisrunden Entwässerungskanal von 1,2 m Durchmesser. Die stehenden Gewölbe und anschließenden Pfeiler sind an der Hinterseite durch Betonkörper verstärkt und verhindern 2 m starke, unter 1:3½ geneigte Betonlagen das Hervorquellen des Bodens zwischen den Pfeilern. Zur Abdeckung der Mauerkrone dienen kräftige Quader.

No. 14. Kaimauer auf schlechtem Untergrunde, erbaut zu Rotterdam. (Fig. 1, Taf. IV).

Die in Fig. 1, Taf. IV, im Profile dargestellte Kaimauer ist in den Hafenanlagen von Rotterdam zur Ausführung gekommen. Die Boden- und Wasserverhältnisse der Baustelle waren besonders ungünstige, indem der Untergrund bis auf 10 m unter der Hafensohle aus moorigem Boden bestand und die Differenz zwischen Niedrigwasser und Hochwasser ca. 4 m betrug, wodurch der Schub der mit Wasser durchzogenen Hinterfüllungserde während des Niedrigwassers erheblich vermehrt wurde.

Als Fundierung ist ein Pfahlrost gewählt, dessen Rostpfähle schief eingeschlagen sind, damit die Mittelkraft aus dem Gewichte der Mauer und dem Erddrucke möglichst in die Pfahlrichtung falle. Die Länge der Rostpfähle beträgt ca. 18 m und stehen dieselben ca. 2 m im festen Sande.

Um die Kosten der Mauer und die Belastung der in verschiedenen Richtungen eingeschlagenen langen Rostpfähle möglichst zu verringern, ist der untere Teil der Uferbekleidung des Hafens aus breiten, regelmäsig aufeinander gelagerten Sinkstücken gebildet. Letztere besitzen der größeren Biegsamkeit wegen nur die geringe Dicke von je 0,5 m und sind im Innern mit Klaboden anstatt mit Steinen beschwert und nur am Fusse der Vorderseite mit einer Steinschüttung versehen, indem sie von der Strömung nicht angegriffen werden.

Die Sinkstücke bilden in ihrer Gesamtheit einen Körper von 13 m unterer Breite und 2,5 m Dicke, welcher sich bis auf 8 m hinter die Rückwand der Mauer erstreckt und in einer Breite von 3 m von dem leeren Teile des Pfahlrostes bedeckt wird.

Dieser Sinkstückkörper verhindert durch seine eigene Masse und das Gewicht der darauf ruhenden Hinterfüllungserde einerseits eine Verbiegung der Rostpfähle in ihrem oberen Teile, andererseits das Sacken der Mauer, wenn in den vorderen Pfahlreihen einige Pfähle nachgeben sollten, indem sonst eine Hebung des ganzen, hinter der Mauer liegenden Teiles der Sinkstücke und des darauf ruhenden Erdkörpers eintreten müßte.

An der Vorderseite ist die Kaimauer mit Prellpfählen versehen, welche zugleich als Haltepfähle für die Schiffe dienen. Dieselben werden durch eiserne Zuganker gehalten, welche frei durch die Mauer gehen und ihre Befestigungspunkte an Ankerpfählen finden, die durch den Sinkstückkörper in den Untergrund gerammt sind. An der Rückseite der Mauer ist jeder Zuganker mit einem Scharniere versehen, von welchem eine Zugstange nach dem tieferstehenden Ankerpfahle führt. Die Prellpfähle reichen zum Teil über die Mauerkrone, zum Teil sind sie niedriger. Erstere stehen in je 15 m Abstand von einander und sind zwischen denselben 4 der zweiten Art in je 3 m Abstand eingerammt. Letztere werden durch einen Holm zusammen gehalten, welcher mit den ersteren durch eiserne Laschen verbunden ist. Vergl. Deutsche Bauzeitung. 1874, No. 93.

No. 14. Kaimauern am Sandthorhafen in Hamburg.

a. Südliche Kaimauer (Fig. 2, 2^a, 2^b, Taf. IV). Die hier genannte Kaimauer ist auf Senkbrunnen fundiert, welche in ihrem oberen Teile, parallel zum Kai gemessen, eine Breite von 4 m und normal dazu eine Länge von 5,7 m haben. Der untere 2,8 m hohe Teil derselben ist mit Anzug unter 1:1/12 aufgemauert, der übrige dagegen lotrecht aufgeführt.

Die Wandstärke der Brunnen beträgt in der Höhe des Schlinges 2 1/2 Stein und geht von hier auf 1,7 m Höhe in die von 3 1/2 Stein allmählich über.

Der innere Raum der Brunnen ist mit Beton aus 2 Teilen Portland-Cement, 5 Teilen Sand und 12 Teilen Ziegelbrocken gefüllt.

Zur Verbindung der einzelnen Brunnen, welche ca. 8,6 m von Mitte zu Mitte von einander abstehen, dienen Ziegelgewölbe von 3 Stein Stärke.

Die eigentliche Kaimauer beginnt auf Null des Hamburger Pegels und ist aus Ziegeln in Cementmörtel mit einer Verblendung aus blauen Bockhorner Klinkern hergestellt. Zur Abdeckung sind Granitplatten von 0,29 m Stärke verwandt.

Die Mauer ist in der Außenfläche mit dem Anlaufe $1:1\frac{1}{12}$ versehen und hat bei 5,2 m Höhe die Stärke von 1 m in der Krone und von 1,43 m in der Basis. Zur Verstärkung sind an der Hinterseite der Mauer Strebepfeiler von 1,15 m Dicke und 2,30 m Länge in Abständen von je 4,3 m von Mitte zu Mitte gemessen, angebracht. Letztere stehen am hinteren Ende miteinander durch eine Mauer von 1 Stein Stärke in Verbindung, welche die innere Schiene des Krahngleises der Kaimauer trägt. Die äußere Schiene ist direkt auf die Deckplatten gelegt.

Der Raum zwischen den Strebepfeilern ist 1,13 m hoch mit Beton, im übrigen aber mit der Hinterfüllungserde gefüllt. Um das Wasser, welches durch die letztere sickert und sich auf der Betonschicht ansammelt, abzuleiten, ist die Verbindungsmauer der Strebepfeiler im unteren Teile durchbrochen konstruiert.

Der Raum zwischen je zwei Brunnen ist hinterwärts durch eine 8 cm starke Spundwand geschlossen, damit die Hinterfüllungserde durch diesen Zwischenraum nicht in den Hafen fließen könne.

Zum Schutze der Mauer gegen das Antreiben der Schiffe sind von der Außenfläche derselben in Entfernungen von je 8,6 m Prellpfähle angebracht. Neben jedem dieser Pfähle sind an einem mit einem Öhr versehenen Bolzen zwei Ringe zum Vertauen der Schiffe befestigt.

Vergl. Bericht über die IV. Versammlung deutscher Architekten und Ingenieure in Hamburg. Gedruckt von Karl Reese in Hamburg.

b. Kaimauer vor dem Schuppen No. 1 (Fig 1, 1^a, 1^b, Taf. V). Dieselbe ist an Stelle einer in den fünfziger Jahren errichteten sog. Vorsetze unter Mitbenutzung der Pfähle und Spundwände der letzteren erbaut. Im Grundrisse Fig. 1^c sind die neuen Pfähle des zur Fundierung der Mauer angewandten Pfahlrostes schraffiert dargestellt, die alten dagegen nur durch Umrisse bezeichnet. Die Pfähle sind zum Teil mit Zapfen versehen und durch Längsholme miteinander verbunden. Über letztere wurden in Entfernungen von 1,433 m Querriegel gestreckt und zwischen diesen ein kräftiger Bohlenbelag angeordnet.

Die Mauer wurde aus Backstein mit Klinkerverblendung und Granitdeckplatten ausgeführt. Sie erhielt die aus Fig. 1, Taf. V ersichtlichen Stärken und in Abständen von je 8,6 m, von Mitte zu Mitte gemessen, Verstärkungspfeiler. Mauer und Pfeiler sind miteinander im Verlande aufgemauert worden. An der Wasserseite hat die Mauer den Anlauf $1:1\frac{1}{10}$ und an der Landseite Abtreppungen erhalten. Zur Abdeckung der Verstärkungspfeiler dient eine Ziegelrollschicht. Die Granitdeckplatten auf der eigentlichen Mauer sind durch kastenförmige, gußeiserne Dübel verbunden, welche die Stühle für den einen Schienenstrang des Krahngleises aufnehmen. Der andere Strang ruht auf einer Langschwelle, welche ihr Auflager teils auf den Verstärkungspfeilern, teils auf den zwischen dieselben gespannten Bögen findet. Letztere sind mit einer Ziegelrollschicht abgedeckt und in ihrer Übermauerung mit Ankern aus Flacheisen versehen, welche die Langschwelle zwischen sich nehmen.

Nach Fertigstellung der Mauer wurden vor dieselbe Streichpfähle unter $1:1/7$ gerammt und mit Hülfe von Bügeln, an welche sich Anker schlossen, an den in entsprechender Höhe eingemauerten eichenen Klötzen befestigt. Jedem Thorwege und der Mitte des vor der Mauer stehenden Schuppens gegenüber ist eine Leiter in letzterer angebracht und in jedem Verstärkungspfeiler ein Schiffshalter eingemauert.

Näheres Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, Jahrgang 1882, (Band 28). Schrader: Bau der massiven Kaimauer am Sandthorhafen in Hamburg.

No. 15. Kaimauer der Stobcross Docks in Glasgow (Fig. 3, 3^a, 3^b, Taf. IV).

Diese Hafenmauer, welche aus Bruchsteinen mit Quaderverblendung ausgeführt ist, hat eine Länge von ca. 4000 m und ist in dem größten Teile ihrer Länge auf Pfahlrost fundiert, während nur kurze Teile auf dünner Betonlage bzw. auf Senkbrunnen ruhen. Letztere sind dadurch von besonderem Interesse, daß sie aus einzelnen ca. 0,7 m hohen, zu einem Kleeblatt zusammengesetzten Ringen aus Beton aufgebaut sind, von denen Fig. 3^a zwei miteinander abwechselnde und in ihren Fugen einen regelmäßigen Verband bildende Schichten darstellt. Die unterste Ringschicht ruht auf dem in Fig. 3^b veranschaulichten gußeisernen Schling, dessen Wandungen sich unten zu einer Schneide vereinigen und deren hohler Raum über der Schneide mit Beton gefüllt wurde.

Wie Fig. 3^a zeigt, sind die im Querschnitte kleeblattförmigen Brunnen so nebeneinander gestellt, daß sich die geraden Seiten derselben nahezu berühren. Weil aber eine Fuge von einigen Centimetern Weite sich nicht vermeiden läßt, so wurde nach beendeter Senkung an der Innenseite der Mauer zwischen je zwei Brunnen ein Spundpfahl eingeschlagen, welcher das Hindurchdrängen der Hinterfüllungserde durch jene Fuge verhindert. Als Hinterfüllungsmaterial wurden Steinkohlenschlacken, von denen man große Mengen vorrätig hatte, verwandt, welches Material sich seiner großen Wasserdurchlässigkeit halber für derartige Zwecke sehr empfiehlt.

Die Kaimauer selbst anlangend, welche auf den Brunnen errichtet wurde, so hat dieselbe in der Vorderfläche den Anlauf $1:1/8$ und bei 7 m Höhe die obere Breite von 1,5 m und die untere von 3 m, also eine mittlere Stärke von $2,25 \text{ m} = 0,32 h$. Die Dimensionen sind also für eine Kaimauer sehr knapp bemessen. Vergl. Deutsche Bauzeitung No. 31, 1875.

No. 16. Hafenmauer zu Geestemünde (Fig. 4, 4^a, 4^b, 4^c, Taf. IV).

Dieselbe ist aus Klinkern aufgeführt und hat bei 7,88 m Höhe und $1:1/12$ Anlauf in der Vorderfläche eine mittlere Stärke von $3,17 \text{ m} = 0,4$ der Höhe. Zur Ersparnis an Mauerwerk sind in der Mauer 2,63 m breite und 6,13 m hohe Aussparungen angelegt, welche hinten mittels stehender Kappengewölbe von 0,24 m bis 0,48 m Stärke geschlossen werden. Zwischen je zwei solcher Aussparungen steht ein Pfeiler von 1,46 m Stärke.

Die Ausfüllung der Höhlungen geschah durch eine Mischung von 10 Teilen Sand, 1 Teil fettem, gelöschten Kalk und 1 Teil Traßmehl.

In den Vorhafenmauern sind die genannten Aussparungen nachträglich mit Backsteinmauerwerk gefüllt, indem hier der Wellenschlag starke Erschütterungen der Mauer herbeiführte.

Vergl. Zeitschrift des hannoverschen Architekten- und Ingenieur-Vereins, Band XI, (1865). Der Hafenbau zu Geestemünde.

No. 17. Kaimauer zu Chalons an der Saone (Fig. 5 u. 5*, Taf. IV).

An der Hinterseite der Mauer sind in je 5,5 m Entfernung Verstärkungspfeiler angebracht und zwischen diese je 3 Bögen übereinander gespannt. In die so zwischen den Bögen gebildeten Höhlungen hat man die Hinterfüllungserde eingestampft und so erreicht, daß dieselbe zur Vermehrung der Stabilität der Mauer beiträgt. Ein Übelstand dieser Anordnung besteht in der Ansammlung von Sickerwasser auf den Bogenzwickeln, wodurch Veranlassung zur Zerstörung des Bogenmauerwerkes an letzteren Stellen gegeben wird. Es dürfte sich daher bei ähnlichen Ausführungen empfehlen, die Zwickel mit Abwässerung zu versehen und den Bogen in ganzer Länge mit einer Cementmörtel- oder Asphaltschicht bezw. mit Asphaltfilz wasserdicht abzudecken.

No. 18. Kaimauern im Hafen von Havre (Fig. 2—5, Taf. V).

Von den im Vorstehenden aufgeführten Mauern sind die in den Fig. 2 u. 3 gezeichneten auf einer Betonschicht, die übrigen dagegen auf Senkbrunnen fundiert. Dieselben zeigen eine eigentümliche Zusammensetzung aus verschiedenem Mauerwerk: Backsteinmauerwerk und Bruchsteinmauerwerk teils in Cementmörtel, teils in hydraulischem Kalke, welche einzelnen Mauerwerkskörper durch rechteckige oder dreieckförmige Verzahnung miteinander verbunden sind.

Näheres: Le Génie Civil 1881, S. 49—52. Le port du Havre.

§ 36. Ausführung der Sammelteichmauern. (Thalsperren).

Fundierung. Dieselbe muß so tief herabgeführt werden, daß einerseits der feste Baugrund erreicht, andererseits das Wasser verhindert werde unter dem Fundamente durchzudringen. Da, wo der Fels in nicht zu großer Tiefe ansteht, soll man die Mauer auf diesem gründen. Alle losen Blöcke oder schlechten Stellen des Felsens sind hierbei zu entfernen, um Undichtigkeiten, durch welche das Wasser entweichen könnte, zu vermeiden. Die unterste Lagerfuge des Fundamentes ist an der Wasserseite mit einem Wulste aus Cement zu versehen, um es dem Wasser zu erschweren, sich unter dem Fundamente her einen Weg zu bahnen.

Das Mauerwerk. Eine Grundbedingung für das Mauerwerk der Thalsperren ist die Undurchlässigkeit für Wasser. Allerdings ist dieselbe gleich nach Fertigstellung des Bauwerkes schwer zu erreichen und haben viele Thalsperren nach der ersten Füllung des Beckens zahlreiche Filtrationen hauptsächlich in den unteren Teilen gezeigt, so die Mauern von Lampy, Gros-Bois, Chazilly und Vioreau. Bei der erstgenannten gelang es durch in das Wasser geworfenen hydraulischen Kalk, die eingetretenen Filtrationen rasch zu beseitigen und hörten dieselben bei den übrigen Mauern nach einiger Zeit von selbst auf. Bei einer anderen Mauer, der Thalsperre von Habra in Algier, führten dagegen die im Laufe der Zeit immer stärker auftretenden Filtrationen in Verbindung mit einem Wolkenbruche, der dem Thalbecken so viel Wasser zuführte, daß die Mauerkrone überströmte wurde, den Bruch des Bauwerkes herbei (im Dezember 1881).

Zur Verhütung der Durchlässigkeit des Mauerwerkes ist es neben gutem Baumaterialie vor allem nötig, die größte Sorgfalt auf die Ausführung desselben zu verwenden. Große Mauerstärken allein schützen gegen das genannte Übel durchaus nicht, wie sich z. B. an der Thalsperre der Gileppe bei Verviers (Fig. 13 auf Taf. V) gezeigt hat, welche die enorme Dicke von 65,82 m in der Basis besitzt.

Zur Erhöhung der Undurchlässigkeit des Mauerwerkes hat man dasselbe vielfach in den unteren Teilen der Thalsperren mit einem Überzuge aus Asphalt an der Wasser-

seite versehen; auch hat man bei den in Bruchstein ausgeführten, die Lagerfugen nicht durchgehend angeordnet, welche beiden Mittel sich gut bewährt haben.

Als Mörtel empfiehlt sich ein fetter Cementmörtel (1 Teil Cement, 2 bis 3 Teile Sand) oder sonst ein guter hydraulischer Mörtel. Das Bruchsteinmauerwerk der Thalsperre der Gileppe hat man z. B. mit Mörtel aus 5 Teilen hydraulischem Kalk von Tournay, 1 Teil Trafs vom Rhein und 4 Teilen Sand hergestellt.

Form der Thalsperren. Über das Profil der Thalsperren ist bereits in § 32 das Nötige gesagt; hier soll nur darauf hingewiesen werden, daß man dieselben im Grundrisse meistens nach einem flachen Kreisbogen ausgeführt hat, der seine erhabene Seite dem Wasser zukehrt. Der Radius des letzteren beträgt bei der Mauer der Gileppe 500 m und bei derjenigen des Furens bei St. Etienne 252,5 m.

Man will durch diese Anordnung erreichen, daß die Thalsperre bei ihrer Durchbiegung infolge des Wasserdrucks wie ein Gewölbe wirkt, sodaß die in den Stoßfugen etwa vorhandenen Risse durch die auftretenden Normalpressungen geschlossen werden. In Wahrheit kann jedoch von einer solchen Wirkung keine Rede sein, da einerseits die an der Basis der Mauer auftretende Reibung die Durchbiegung in den unteren Horizonten der Mauer auf ein praktisch nicht in Frage kommendes Maß vermindert und andererseits die der Durchbiegung in den oberen Horizonten entsprechende Zusammendrückung der Mittellinie des Bogens im Vergleiche zu seiner Länge eine so geringe ist, daß die hierdurch im Bogen erzeugten Normalspannungen nur minimale sein können.

Verfasser kann daher im vorliegenden Falle der Bogenform keinen praktischen Vorteil vor der geraden einräumen.

Die Krone der Thalsperren ist über den Hochwasserspiegel um ein bestimmtes Maß, entsprechend der Wassertiefe, der Ausdehnung des abgesperrten Beckens und der herrschenden Windrichtung, zu erhöhen, um die Wellen zu verhindern, sich über die Mauer hinweg in die Tiefe zu ergießen. Bei den ausgeführten bedeutenderen Mauern liegt die Krone mindestens 2 m über Hochwasser.

Für die Mauerstärke an der Krone ist der Umstand maßgebend, daß dieselbe dem Wellenschlage bei Sturm einen genügenden Widerstand entgegensetzen muß. Oft hat man auf die Krone einen Weg zur Verbindung der beiden Thalufer gelegt und dann die Kronenbreite nach letzterem bemessen.

Krantz schlägt folgende Dimensionen vor:

Wassertiefe	10	15	20	25	30	35	bis 50	Meter
Breite der Mauerkrone .	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0		"
Höhe der Mauerkrone über								
Hochwasserspiegel . .	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5		"

Bei der Thalsperre von Habra hatte man dem über Hochwasser liegenden Mauerteile nur die Stärke von 1,5 m bei 2,4 m Höhe gegeben und ist dieser Umstand möglicher Weise mit verhängnisvoll für den Durchbruch dieses Bauwerkes gewesen.

Abführung des Wassers aus dem durch die Thalsperre abgegrenzten Becken. Jede Öffnung in der Mauer zur Aufnahme von Röhren oder zur Bildung eines Kanales für die Ableitung des aufgestauten Wassers ist möglichst zu vermeiden, da an diesen Stellen leicht ein Durchbruch des Wassers eintreten kann.

Zu dem gedachten Zwecke empfiehlt sich mehr die Anlage von Stollen in den Ufern des Thalbeckens, welche so tief unter Terrain liegen, daß man sie nach den am niedrigst gelegenen Punkten des Beckens ausmünden lassen kann.

Bei der Thalsperre der Gileppe hat man zwei derartige Stollen angelegt, um bei der Reparatur des einen die Wasserabgabe nicht unterbrechen zu müssen. Dieselben haben bei 2,4 m Weite eine Höhe von 2,7 m, sind vollständig ausgemauert und an den Einläufen mit Eisengittern überdeckt. Das Maximalabflussquantum beträgt 20 cbm pro Sekunde.

§ 37. Ausgeführte und von einigen Autoren vorgeschlagene Profile von Thalsperren. Fig. 6 bis 13 auf Taf. V.

Die vorstehend aufgeführten Figuren stellen einige der bekannteren ausgeführten und von Autoren vorgeschlagenen Profile von Thalsperren dar. Die in denselben angegebenen Daten über die Grösse der Profile, der stärksten Kantenpressung u. s. w. sind der besseren Übersicht wegen in nachfolgender Tabelle zusammengestellt.

Lauf. No.	Bezeichnung der Thalsperre	Dicke		Stauhöhe bei Hochwasser m	Flächeninhalt des Profiles qm	Stärkste Kantenpressung kg pr. qcm
		in Höhe des Hochwasserspiegels m	an der Basis m			
1	von Alicante	19,50	32,50	38,75	1100	11,3
2	der Gileppe	15,70	65,82	45,00	1738	6,0
3	des Furens bei St. Etienne	5,70	50,00	50,00	935	6,30
4	desgl. berechnet für 45 m Stauhöhe	5,70	39,70	45,00	768	5,93
5	Profil Crugnola	4,50	38,88	45,00	781	7,00
6	von Chamond	5,00	33,60	42,00	620	8,00
7	von Habra	4,50	32,30	35,00	480	9,40
8	Profil Krantz	5,00	29,50	35,00	440	7,10
9	Profil Harlacher	4,00	26,30	35,00	415	6,70
10	Profil Kuhn	5,00	24,00	35,00	415	7,50

Es geht aus dieser Tabelle hervor, daß die Thalsperren von Alicante und der Gileppe bei Verviers ganz unnötig große Dimensionen erhalten haben, ohne dabei stabiler als die übrigen zu sein; ja die erstere erleidet an der Basis die Kantenpressung von ca. 11 kg pro qcm, während man bei anderer Anordnung des Profiles die halbe Mauermaße hätte sparen und die erwähnte Pressung auf 7 kg pro qcm erniedrigen können. In das Profil der Mauer von Alicante ist zur Erläuterung des Gesagten das theoretisch richtige Profil nach Krantz und in das Profil der Gileppe dasjenige nach Professor Crugnola eingezeichnet.

Litteratur.

- Rankine. On the stability of loose earth in den Philosophical transactions vom Jahre 18⁵⁶/57.
- Scheffler. Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. 1857.
- Winkler. Neue Theorie des Erddruckes nebst einer Geschichte der Theorie des Erddruckes und der hierüber angestellten Versuche. Wien 1872.
- Mohr. Beitrag zur Theorie des Erddruckes, in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover. 1871 u. 1872.
- v. Ott. Vorträge über Baumechanik. Prag 1877.
- Rebhann. Theorie des Erddruckes und der Futtermauern.
- Culmann. Graphische Statik.
- Weyrauch. Theorie des Erddruckes auf Grund der neueren Anschauungen. Wien 1881.
- William John Macquorn Rankine. Handbuch der Bau-Ingenieurkunst. Nach der 12. Auflage des englischen Originalwerkes deutsch bearbeitet von Franz Kreuter. Wien. Lehmann u. Wenzel.
- Annales des ponts et chaussées:
- 1870. Juniheft. Considère: Poussée des terres.
 - 1881, S. 441—471. Lagrené: Note sur la poussée des terres avec ou sans surcharges.
 - 1882, S. 616—624. Flamant: Analyse d'un mémoire de M. Benj. Baker sur la poussée des terres.
 - 1882, S. 625—643. Boussinesq: Sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir, un massif terreux, sans cohésion, dont la surface supérieure est horizontal.
 - 1883, S. 98—228. A. Gobin: Détermination précise de la stabilité des murs de soutènement et de la poussée des terres.
- Le Génie Civil:
- 1882, S. 126. Rupture du barrage de l'Habra, province d'Oran par M. Calmels.
 - 1882, S. 536. Le barrage de Marengo par M. Calmels.
 - 1883, S. 349. Le barrage de la Gileppe près Verviers (Belgique) par le professeur Gaetano Crugnola.
- Krantz. Étude sur les murs de réservoirs.
- Delocre. Sur la forme du profil à adopter pour les grandes barrages en maçonnerie des réservoirs. Ann. des ponts et chaussées. 1866, Sem. II, S. 212.
- M. Graeff. Sur la forme et le mode de construction du barrage du gouffre d'Enfer, sur le Furens, et les grandes barrages en général. Ann. des ponts et chaussées. 1866, Sem. II, S. 184.
- Engesser. Geometrische Erddrucktheorie. Zeitschr. f. Bauw. 1880.
- Forchheimer. Über Sanddruck und Bewegungserscheinungen im Innern trockenen Sandes. Aachen 1883.
- Crugnola. Sulla spinta delle terre e delle masse liquide. Torino 1880.
- v. Kaven. Stütz- u. Futtermauern. Aachen 1875. Verlag von J. A. Meyer.
- Keck. Vergleichung einiger trapezförmigen Futtermauerprofile. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1874, S. 395 u. 1875, S. 347.
- Dolezalek. Skizzen von steinernen Brücken, Stütz- und Futtermauern. Herausgegeben von den Studierenden des III. Bau-Ingenieur-Kurses der technischen Hochschule zu Hannover. 1878/79.
- Intze. Über die erforderliche Stärke der gebräuchlichen Formen von Kaimauern, Stützmauern, Thalsperren etc. Deutsche Bauz. 1875, No. 47—51.

Fig. 1.

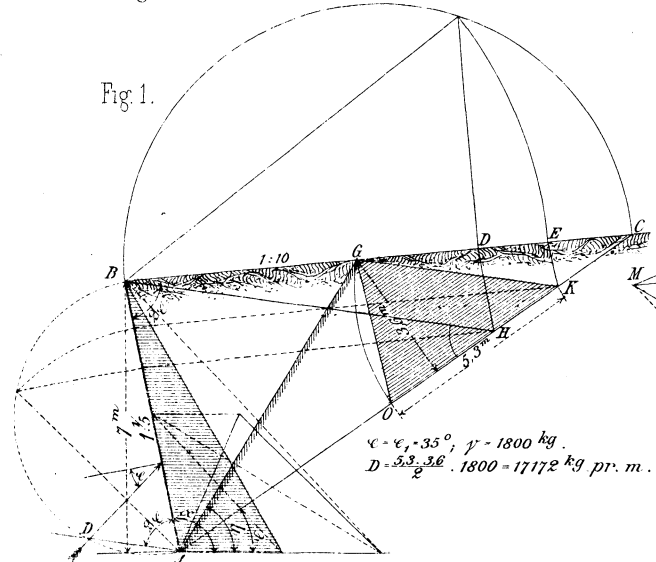


Fig. 2.

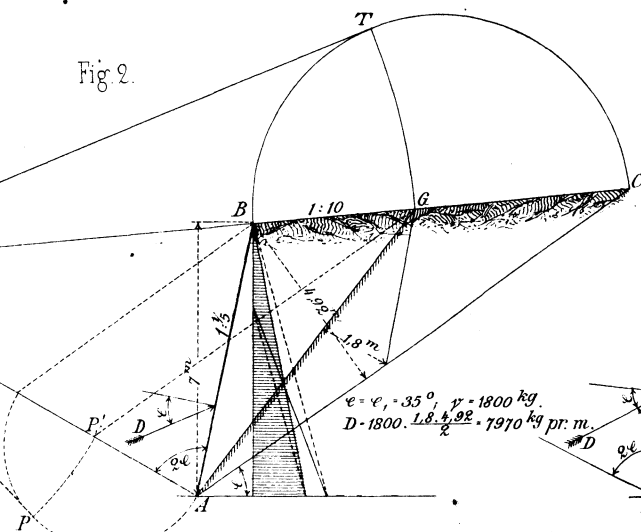


Fig. 3.

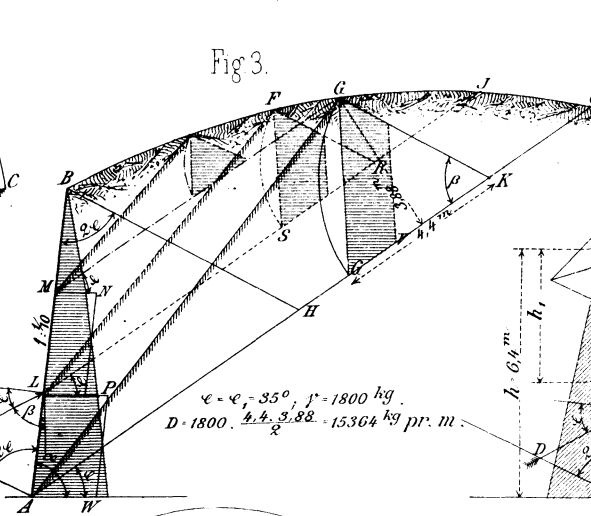


Fig. 4.

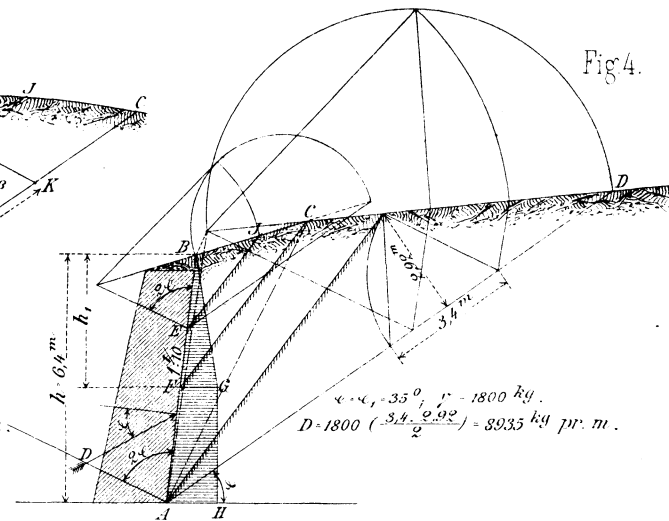


Fig. 5.

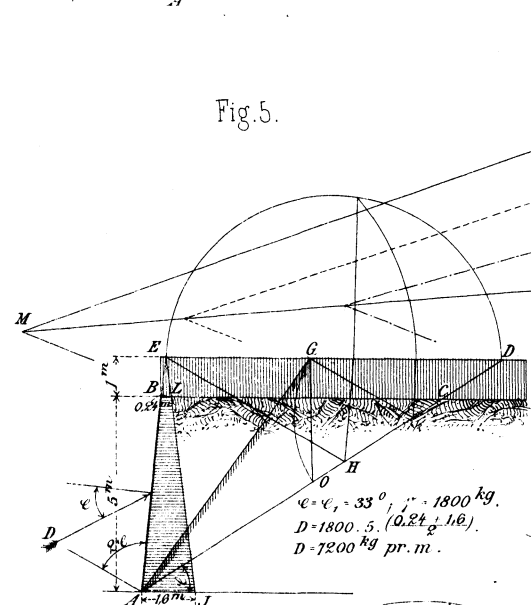


Fig. 6.

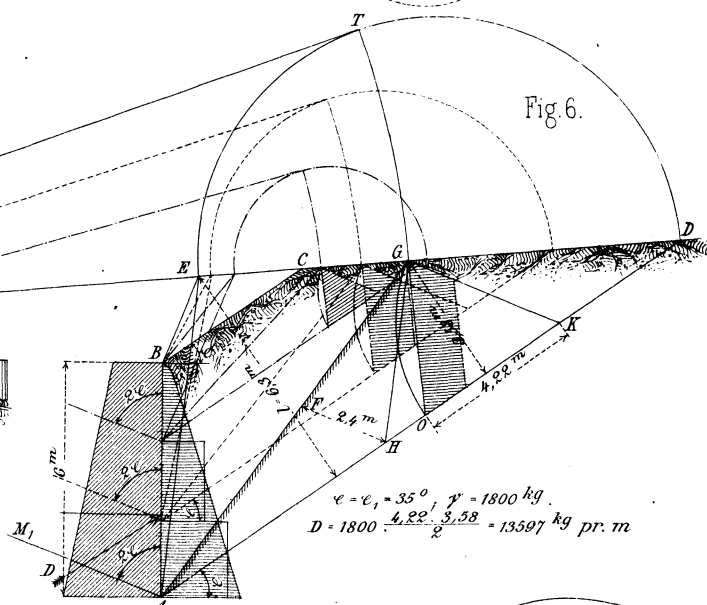


Fig. 7.

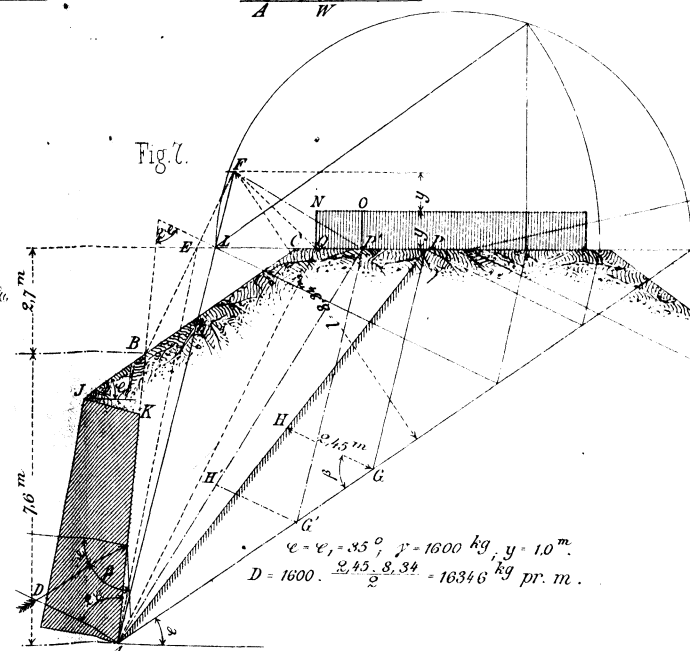


Fig. 8.

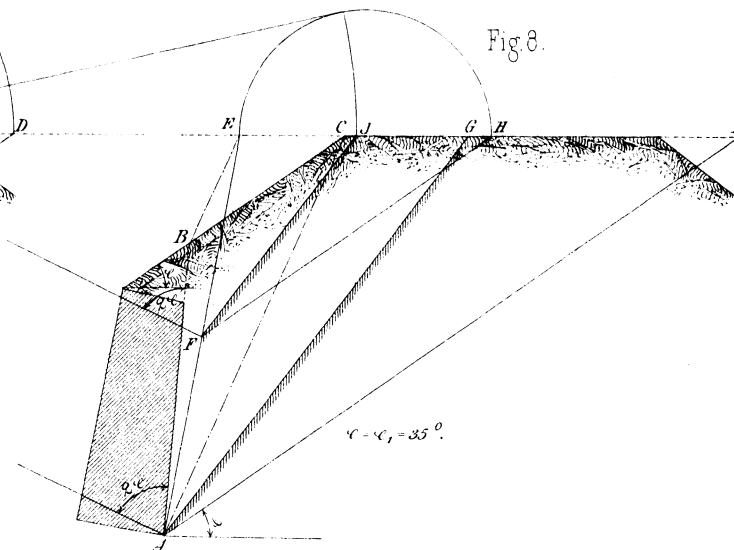


Fig. 9.

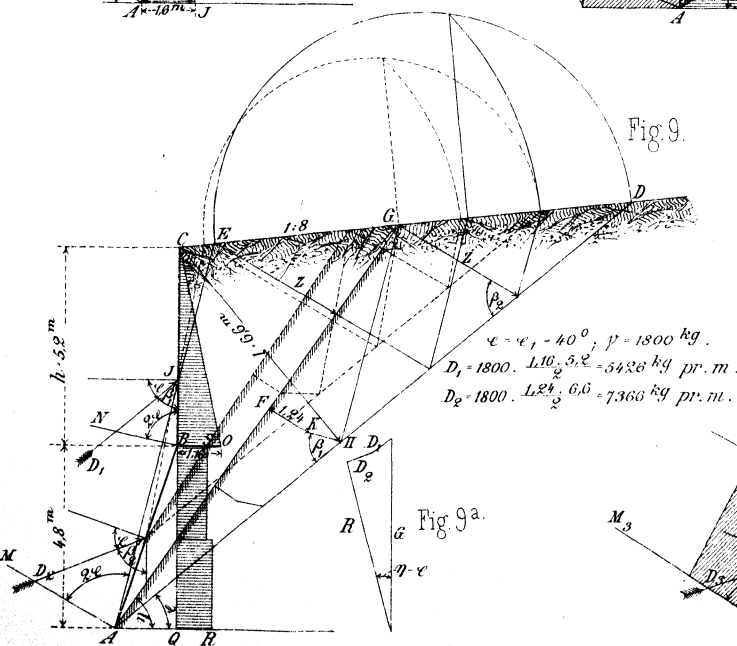


Fig. 10.

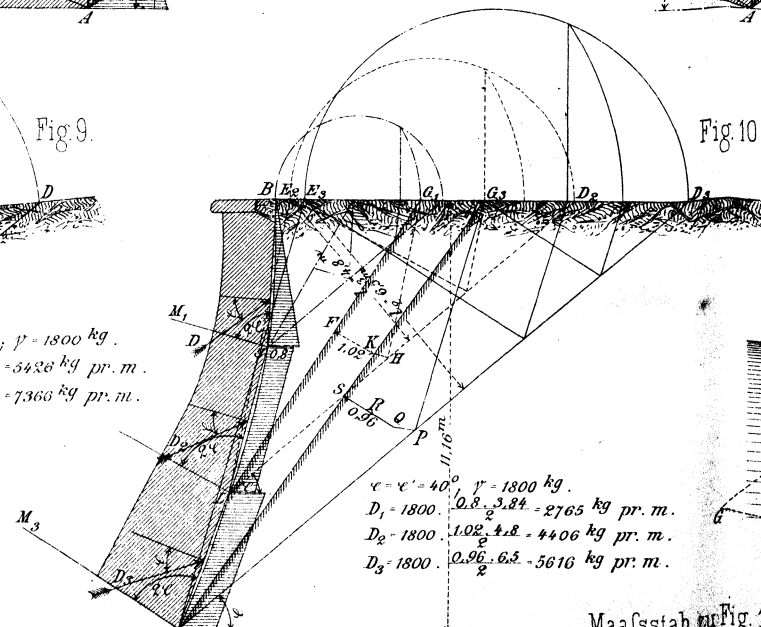


Fig. 11.

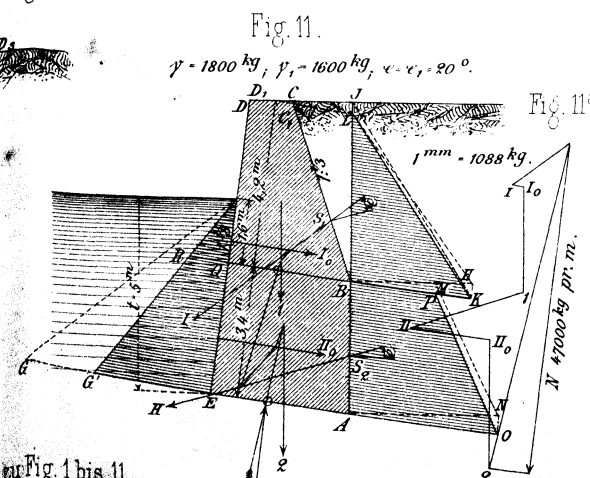


Fig. 11a.

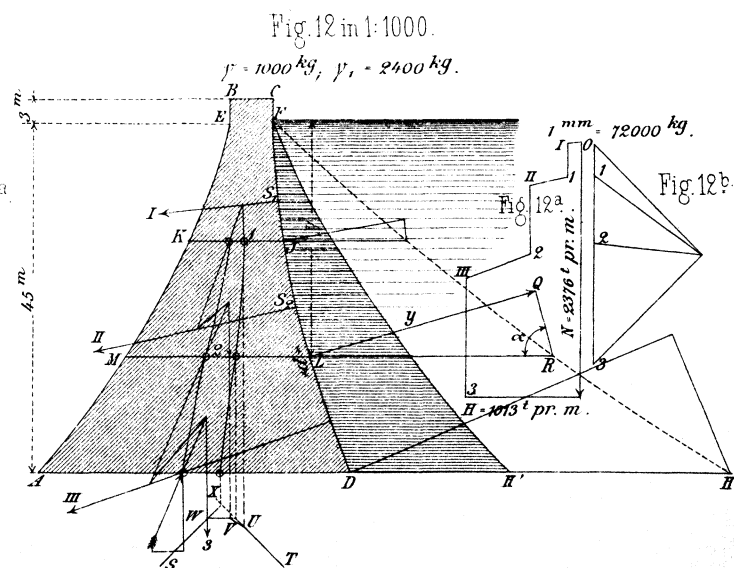


Fig. 12b.

Fig. 1.

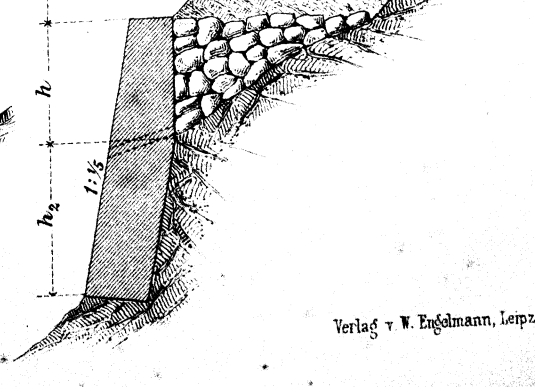
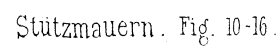


Fig. 2.

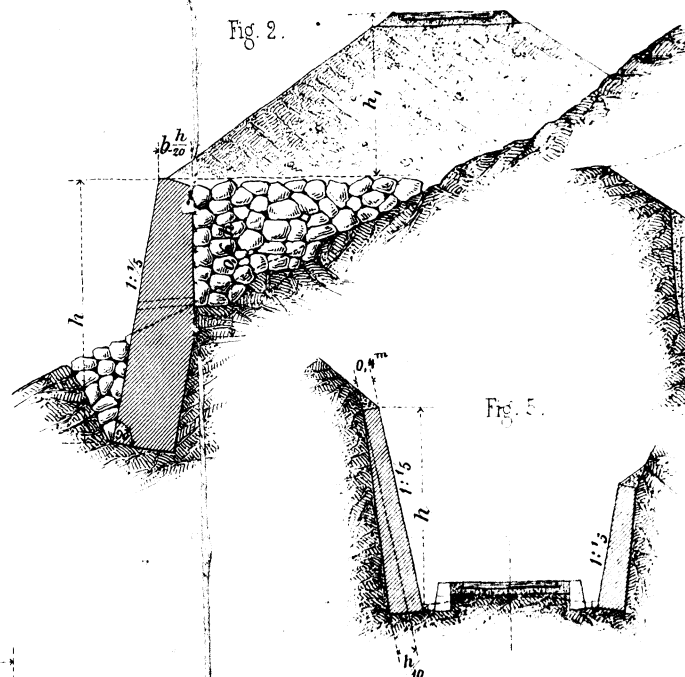


Fig. 4

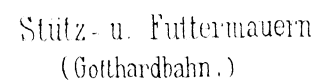


Fig. 6. 7. 8. 9.

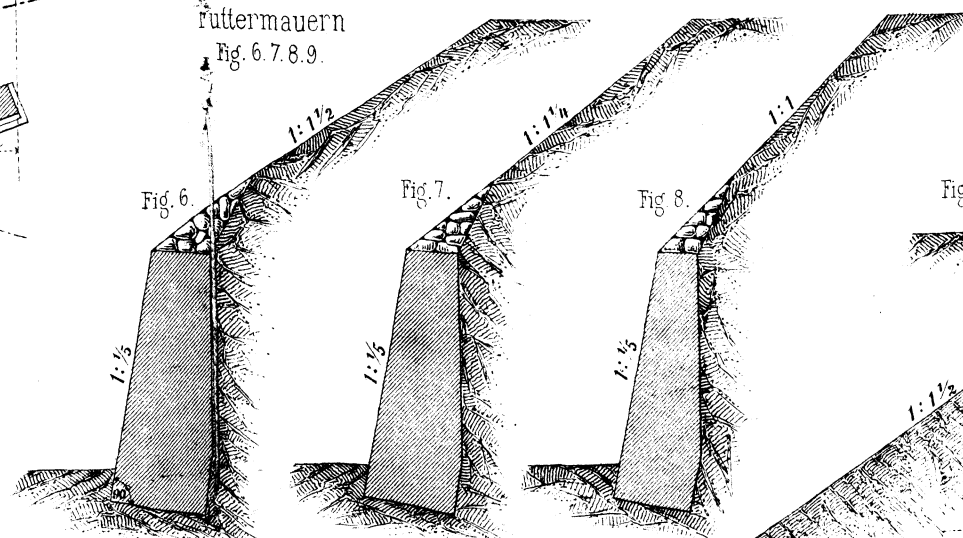


Fig. 9

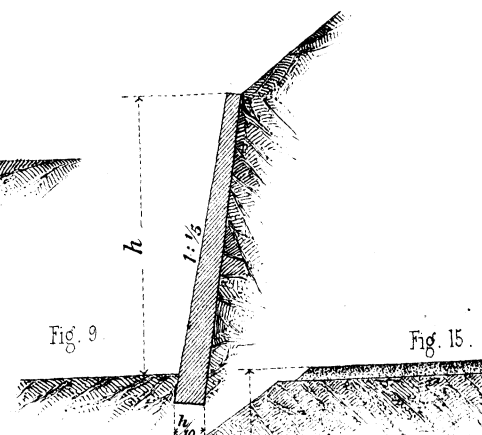
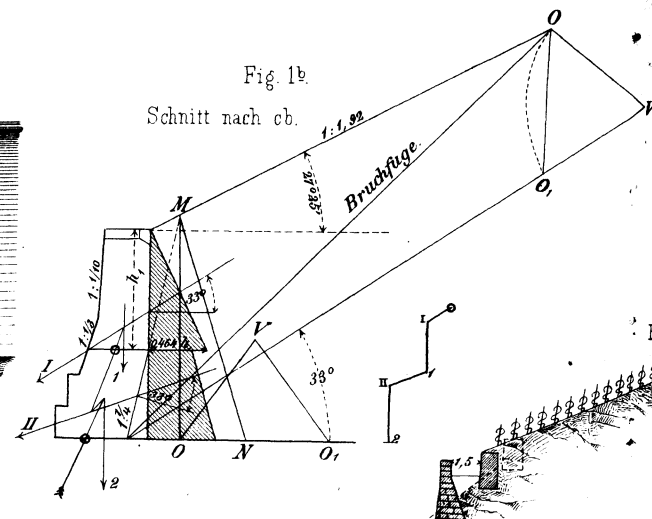
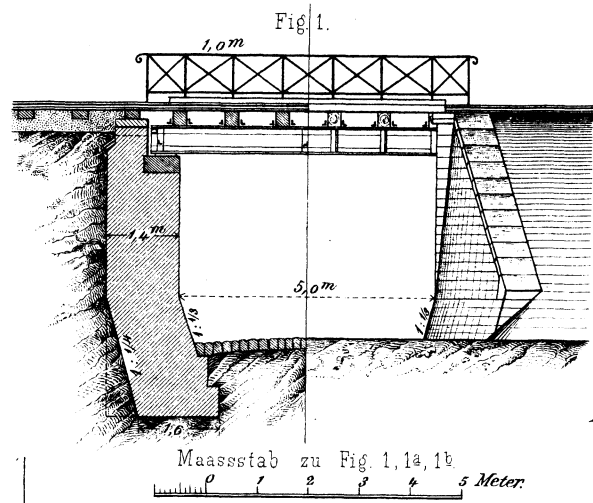
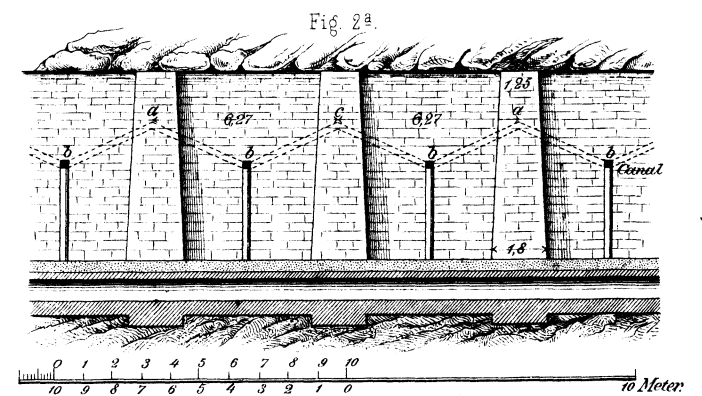
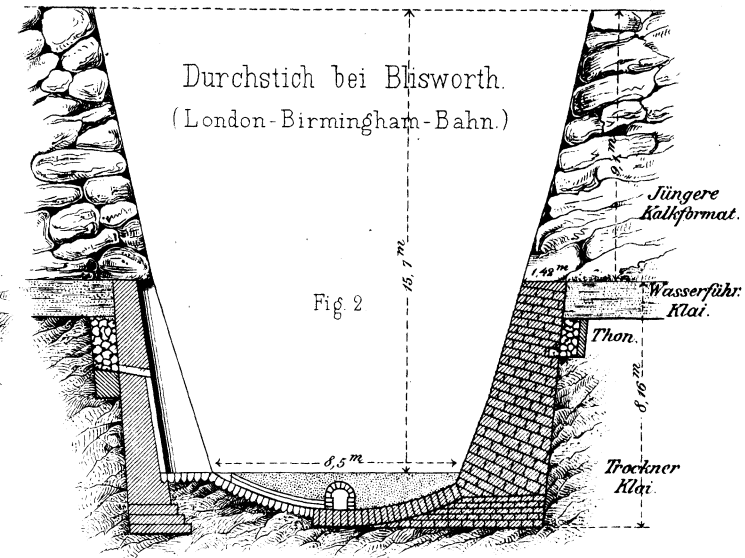
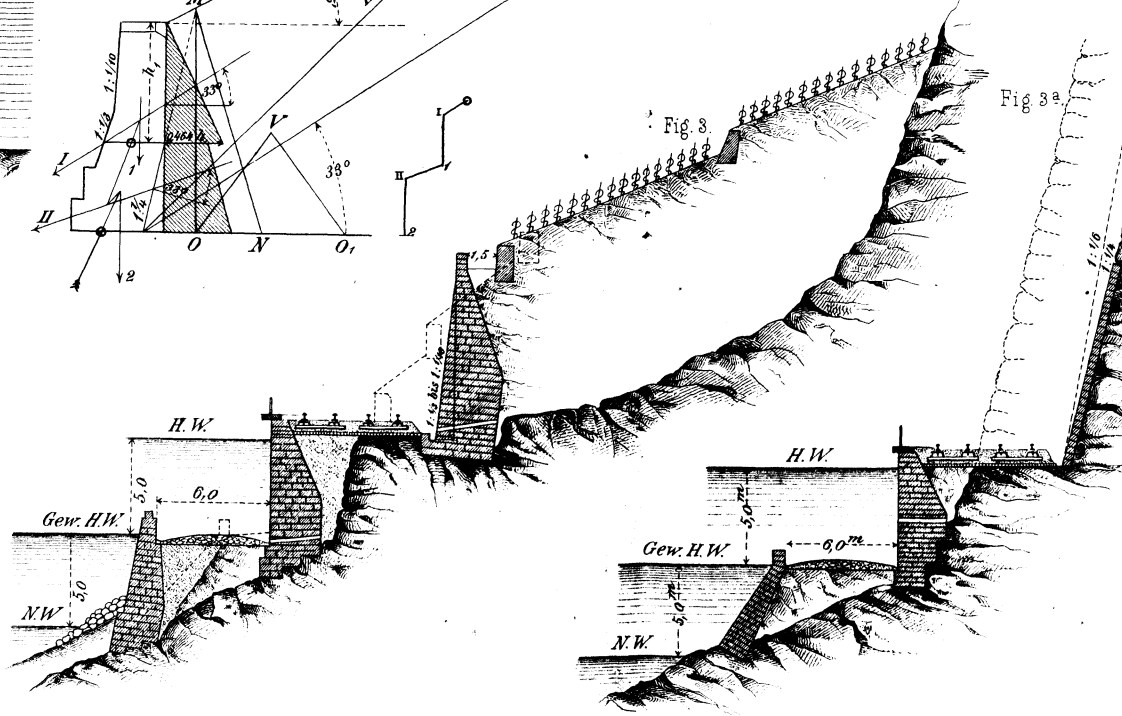


Fig. 15

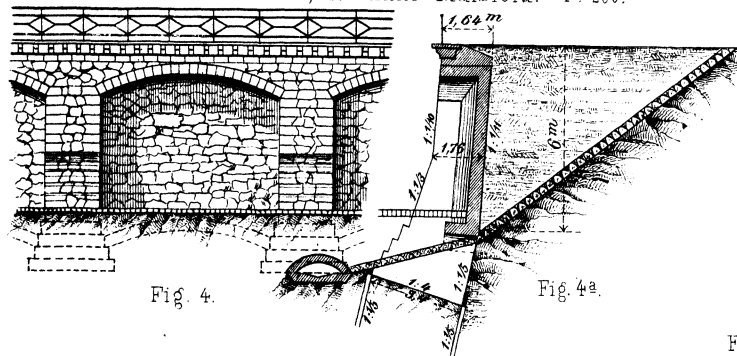
Fig. 16



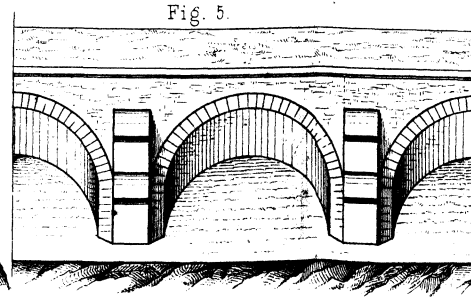
Die Moselbahn.
Anschnitt von Geröllmassen
mittels Futtermauern
bei beschränkter Breite.
1: 400.



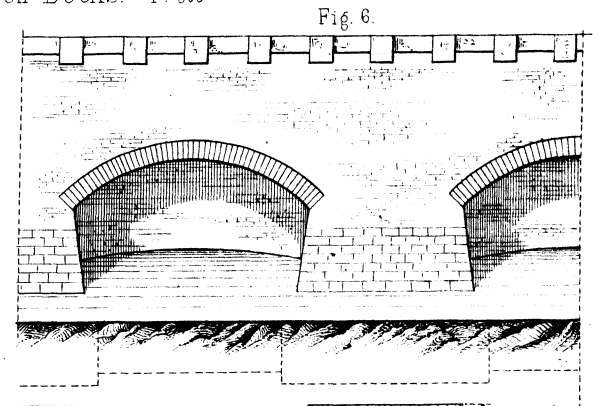
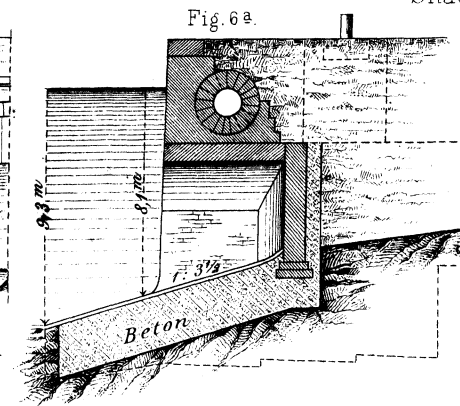
Stützmauer, Bahnhof Malsfeld. 1: 250.



Great-Westernbahn 1: 240.



Shadwell-Docks. 1: 300



Entwässerung.

Fig. 4b.

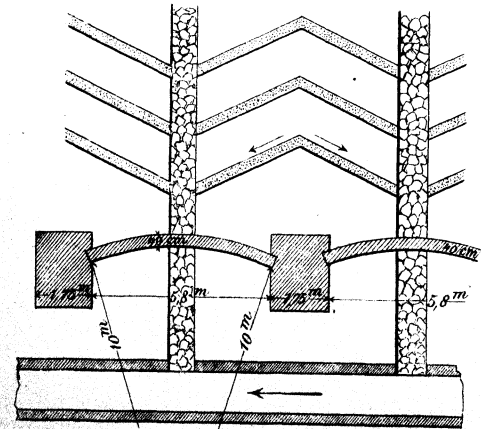


Fig. 7a. Hollstein'sche Stützmauer. 1: 200. Fig. 7.

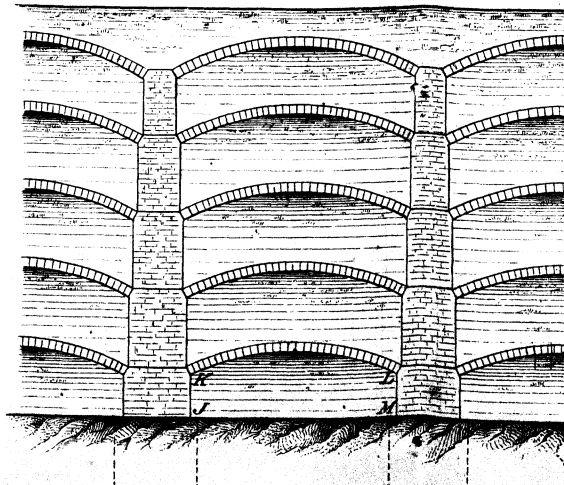
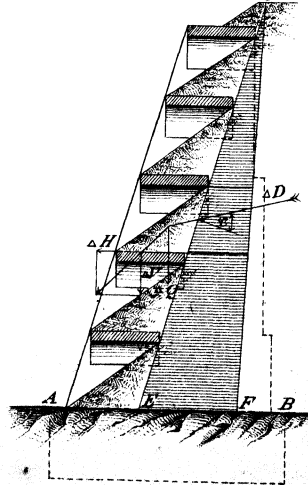
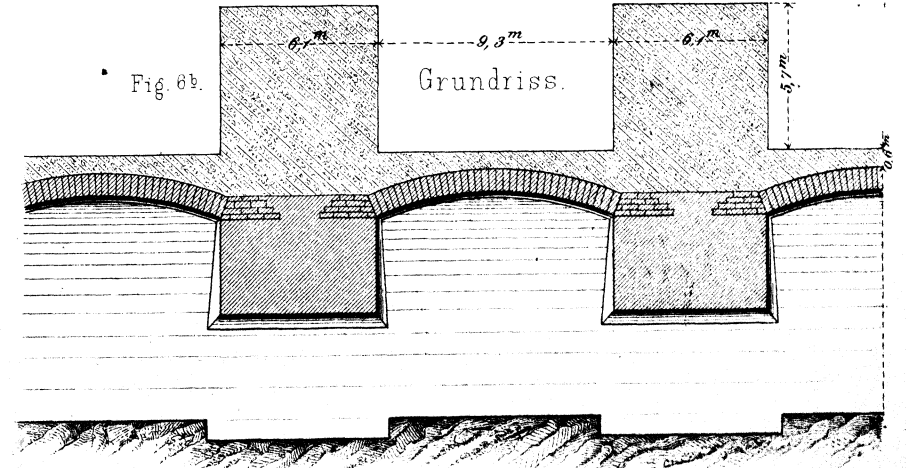


Fig. 6b.

Grundriss.



(Kaimauern.)

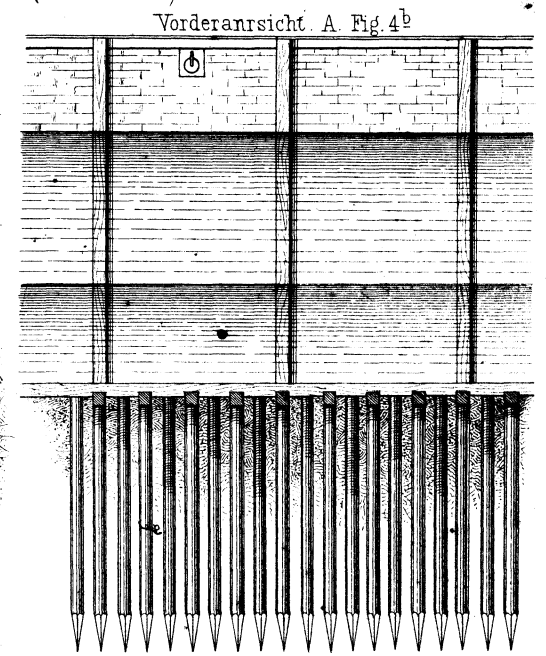
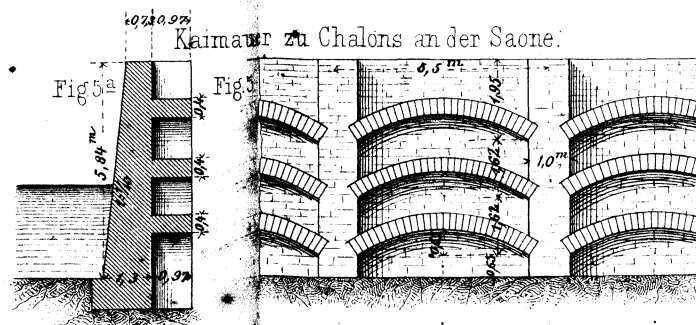


Fig. 3. A detailed cross-section of a stone arch bridge with a wooden deck. The bridge has three arches. The deck is supported by wooden beams and is covered with a layer of earth or gravel. The bridge is shown in a perspective view, with the arches receding into the distance. The drawing is labeled 'Fig. 3.' and includes a scale bar at the bottom.



Unterirdische Eisenbahn in London.

Fig. 8.

Querschnitt.

11,4 m.

12,4 m.

Fig. 8a.

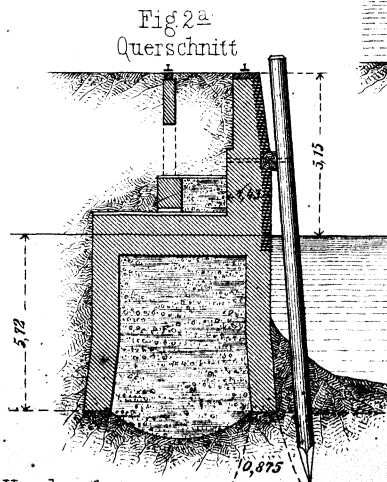
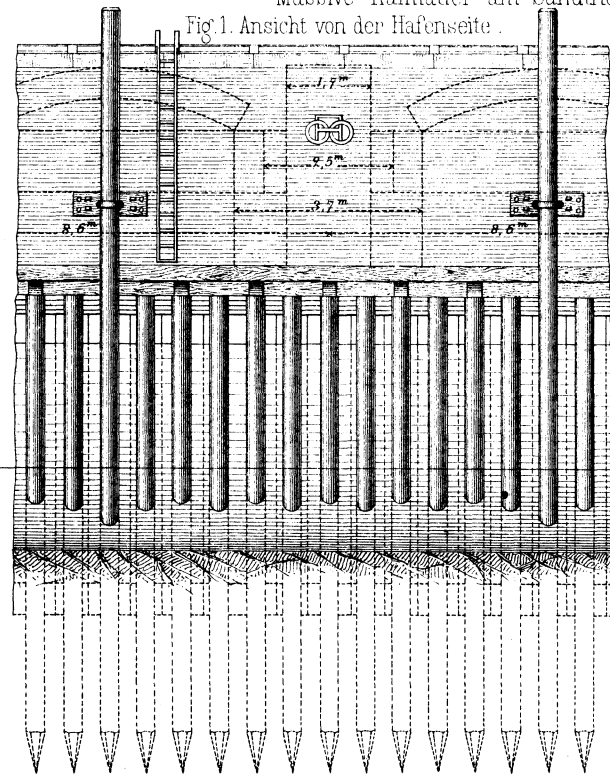
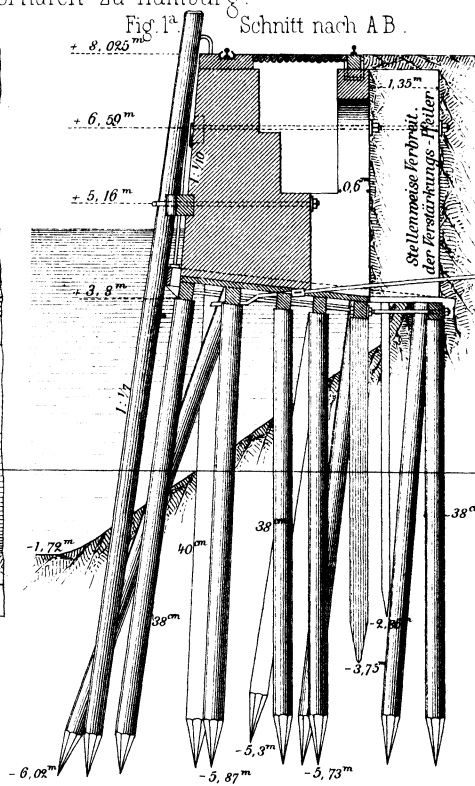


Fig 8^a.
Grundriss.

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 Meter. Zu Fig. 2, 2^a, 2^b, u 8, 8^a.

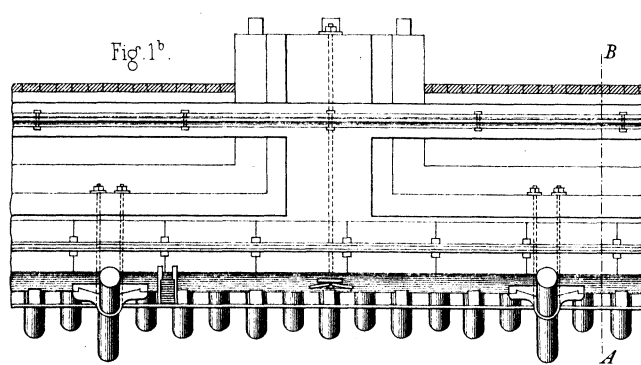
Massive Kaimauer am Sandthorhafen zu Hamburg.

Fig. 1. Ansicht von der Hafenseite.

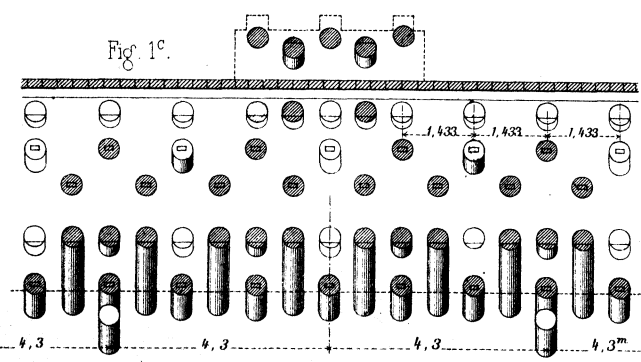
Fig. 1^a. Schnitt nach A-B.

Hambg. Null

Aufsicht.



Grundriss.

Maßstab zu Fig. 1^a, 1^b, 1^c.

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 Meter

Kaimauern im Hafen zu Havre.

1:300.

Fig. 2.

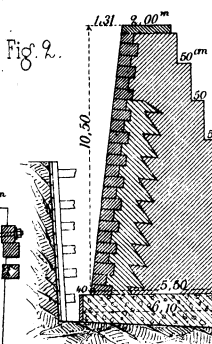


Fig. 3.

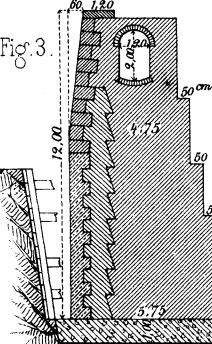


Fig. 4.

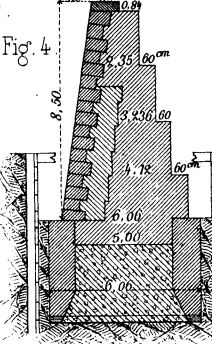
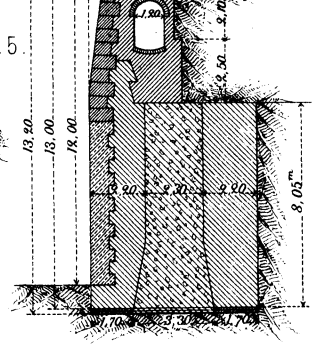
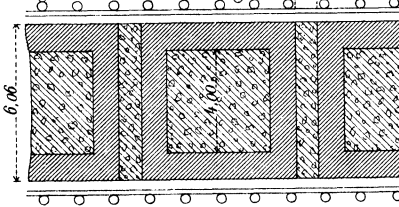
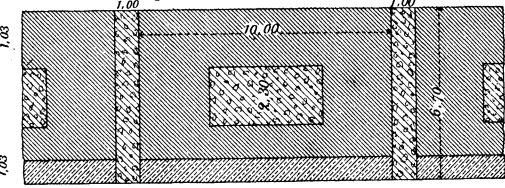


Fig. 5.

Fig. 4^a. Grundriss zu Fig. 4.Fig. 5^a. Grundriss zu Fig. 5.

- Granit
- Backstein in Zementmörtel
- Bruchstein in Zementmörtel
- Bruchsteinverkleidung i. Zem.
- Bruchstein i. hydr. Kalk
- Beton

Fig. 7.

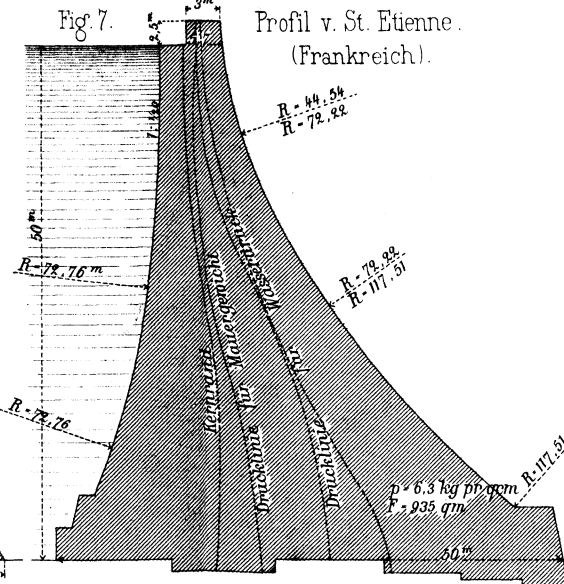
Profil v. St. Etienne.
(Frankreich).

Fig. 8.

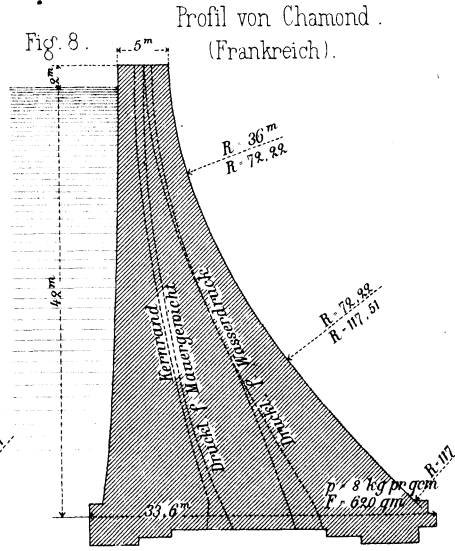
Profil von Chamond.
(Frankreich).

Fig. 9.

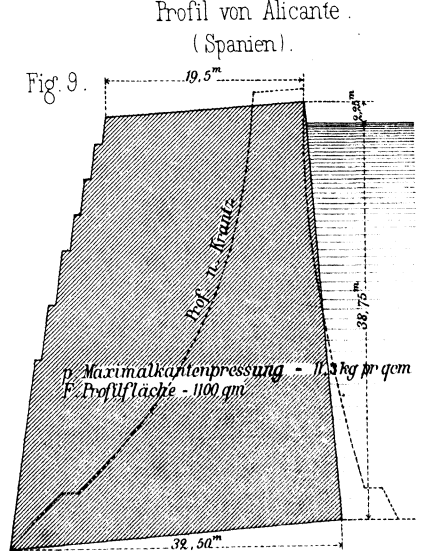
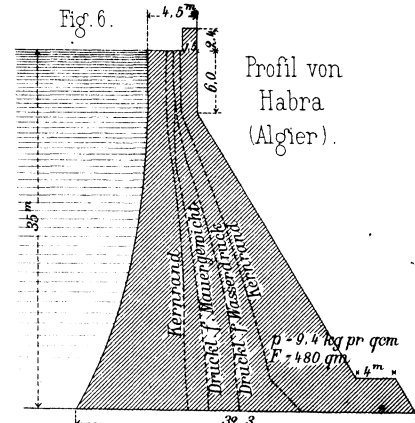
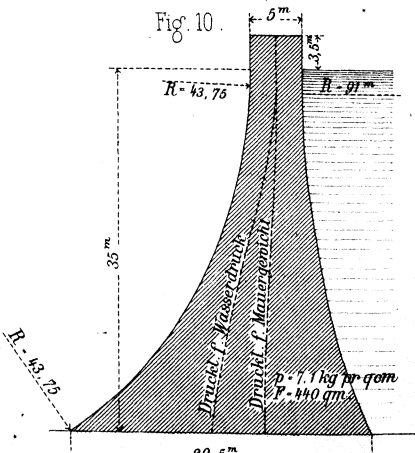
Profil von Alicante.
(Spanien).

Fig. 6.

Profil von
Habra
(Algier).

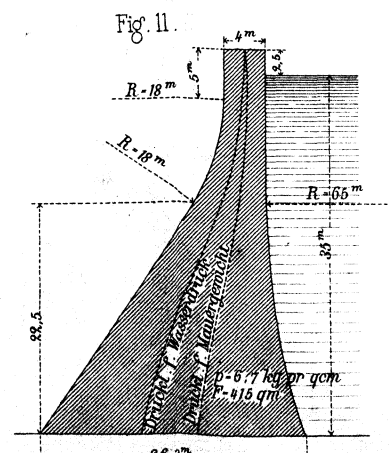
Profil Krantz.

Fig. 10.



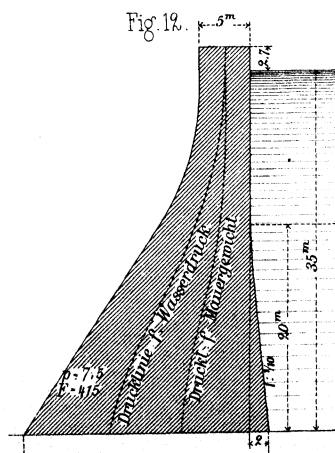
Profil Harlacher.

Fig. 11.



Profil Kuhn.

Fig. 12.



Profil der Gileppe bei Verviers (Belgien).

Fig. 13.

1:1000.

